

VŠB - Technická univerzita Ostrava
Fakulta stavebná
Katedra geotechniky a podzemného staviteľstva

Stavebné jamy v stiesnených mestských podmienkach
Foundation Pits in Confined Urban Conditions

Študent:

Bc. Lukáš Žatkuliak

Vedúci diplomovej práce:

doc. Dr. Ing. Hynek Lahuta

Ostrava 2014

VŠB - Technická univerzita Ostrava
Fakulta stavební
Katedra geotechniky a podzemního stavitelství

Zadání diplomové práce

Student: **Bc. Lukáš Žatkuliak**
Studijní program: N3607 Stavební inženýrství
Studijní obor: 3607T035 Geotechnika
Téma: **Stavební jámy ve stísněných městských podmínkách**
Foundation Pits in Confined Urban Conditions

Zásady pro vypracování:

1. úvod k dané problematice
2. vliv výstavby a provozu nových objektů na okolní objekty, inženýrské sítě a dopravní komunikace
3. hodnocení užívaných systémů zabezpečování stability stavebních jam, kontrola stavu a vývoje deformací pro vybraný objekt
4. vyhodnocení, interpretace výsledků, ekonomické a časové zhodnocení, doporučení
5. závěr

Seznam doporučené odborné literatury:

- [1] LAHUTA, Hynek. *Doc.Dr.Ing.Hynek Lahuta - Informační stránka* [online]. 2005, poslední revize 25.5.2010. Dostupné z: <www.fast.vsb.cz/lahuta>
[2] ČSN EN 1997-1 : 2006. *Eurokód 7 - Navrhování geotechnických konstrukcí – část 1: Obecná pravidla*. Praha: Český normalizační institut, 2006. 138 s.
[3] ČSN EN 1997-2 : 2008. *Eurokód 7 - Navrhování geotechnických konstrukcí – část 2: Průzkum a zkoušení základové půdy*. Praha: Český normalizační institut, 2008. 152 s.
[4] BRINGREVE, J.B.R.: *Plaxis reference manual*. Amsterdam: Vydavatelství Balkema 2011. 272 s.

Formální náležitosti a rozsah diplomové práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.

Vedoucí diplomové práce: **doc. Dr. Ing. Hynek Lahuta**

Datum zadání: 28.02.2014

Datum odevzdání: 01.12.2014

doc. RNDr. Eva Hrubešová, Ph.D.
vedoucí katedry



prof. Ing. Radim Čajka, CSc.
děkan fakulty

Prehlásenie študenta

Prehlasujem, že som celú diplomovú prácu vrátane príloh vypracoval samostatne pod vedením vedúceho diplomovej práce a uviedol som všetky použité podklady a literatúru.

V Ostrave

.....

podpis študenta

Prehlasujem, že

- bol som oboznámený s tým, že na moju diplomovú prácu sa plne vzťahuje zákon č. 121/2000 Zb. - Autorský zákon, najmä § 35 - použitie diela v rámci občianskych a náboženských obradov, v rámci školských predstavení a použitie diela školského a § 60 - školské dielo.
- beriem na vedomie, že Vysoká škola banská - Technická univerzita Ostrava (ďalej len VŠB-TUO) má právo nezárobkovo ku svojej vnútornej potrebe diplomovú prácu použiť (§ 35 ods. 3).
- súhlasím s tým, že jeden výtlačok diplomovej práce bude uložený v Ústrednej knižnici VŠB-TUO k prezenčnému nahliadnutiu. Súhlasím s tým, že údaje o diplomovej práci budú zverejnené v informačnom systéme VŠB-TUO.
- bolo dohodnuté, že s VŠB-TUO, v prípade záujmu z jej strany, uzavriem licenčnú zmluvu s oprávnením použiť dielo v rozsahu § 12 ods. 4 autorského zákona.
- bolo dohodnuté, že užiť svoje dielo - diplomovú prácu alebo poskytnúť licenciu k jej využitiu môžem len so súhlasom VŠB-TUO, ktorá je oprávnená v takomto prípade od mňa požadovať primeraný príspevok na úhradu nákladov, ktoré boli VŠB-TUO na vytvorenie diela vynaložené (až do ich skutočnej výšky).
- beriem na vedomie, že odovzdaním svojej práce súhlasím so zverejnením svojej práce podľa zákona č. 111/1998 Zb., O vysokých školách a o zmene a doplnení ďalších zákonov (zákon o vysokých školách), v znení neskorších predpisov, bez ohľadu na výsledok jej obhajoby.

V Ostrave.....

.....

podpis študenta

Anotácia

Diplomová práca hodnotí mieru vplyvu výstavby a prevádzky nového objektu na okolité objekty, inžinierske siete a dopravné komunikácie na základe vytvorených grafov časového vývoja deformácií a axonometrie stavebnej jamy na Štefánikovej ulici v Bratislave. Práca sa tiež zaoberá posúdením účinnosti využitia návrhu projektu z aspektu zaistenia ochrany stavebnej jamy, finančnej a časovej náročnosti. V teoretickej časti sú charakterizované stavebné jamy na Miczkiewiczovej a Štefánikovej ulici z hľadiska ich umiestnenia, rozmerov, inžiniersko-geologických pomerov a použitej technológie pažiacich konštrukcií. V rámci zhodnotenia pôvodného návrhu projektu bol vytvorený nový návrh s cieľom hospodárnejšieho využitia. Statické posúdenie oboch návrhov je založené na vytvorení a vyhodnotení výpočtových modelov v geotechnickom software GEO5.

Annotation

The diploma thesis assesses degree of influence caused by construction and operation of a new object on its surrounding objects, utilities and roads on the basis of created graphs of deformation progress in time and axonometry of a foundation pit on the Štefániková street in Bratislava. Thesis also focuses on assessing the efficiency of its design in terms of ensuring the protection of the foundation pit, financial and time demands. Foundation pits on the Miczkiewiczova and Štefániková street are characterized in the theoretical part of the thesis in the terms of their location, measurements, engineering geology and technology used for sheeting walls. In the evaluation of the original project design a new design was created to make the project more economical efficient. Static assessment of both designs is based on creating and evaluating computational models in geotechnical software called GEO5.

Kľúčové slová

Stavebná jama, deformácie, pažiaca konštrukcia, Štefánikova ulica, trysková injektáž, klincovaná stena, Miczkiewiczova ulica

Keywords

Foundation pits, deformations, sheeting walls, Štefánikova street, jet grouting, soil nailed wall, Miczkiewiczova street

Obsah diplomovej práce

1. Úvod	9
2. Vplyv výstavby a prevádzky nových objektov na okolité objekty, inžinierske siete a dopravné komunikácie	11
2.1 Stavebné jamy v prielukách	11
2.2 Stavebná jama na Miczkiewiczovej ulici	22
2.3 Stavebná jama na Štefánikovej ulici	23
3. Kontrola stavu a vývoj deformácií	26
3.1 Stavebná jama na Miczkiewiczovej ulici	26
3.2 Stavebná jama na Štefánikovej ulici	27
3.2.1 Nivelačné meranie	28
3.2.3 Meranie šírky trhlín	35
3.2.3 Meranie náklonov	37
4. Hodnotenie použitých systémov zabezpečenia stability stavebnej jamy na Štefánikovej ulici programom GEO5	41
4.1 Trysková injektáž s kotevným systémom	42
4.2 Klincovaná stena so striekaným betónom	46
5. Vyhodnotenie, interpretácia výsledkov, ekonomické a časové zhodnotenie, odporúčanie	48
5.1 Deformácie na Štefánikovej ulici	48
5.2 Vyhodnotenie steny z tryskovej injektáže	50
5.3 Únosnosť zemných kotiev	51
5.4 Zvislá únosnosť tryskovej injektáže	51
5.5 Posúdenie klincovanej steny	52
5.6 Vonkajšia stabilita dotknutej oblasti	55
5.7 Ekonomické a časové zhodnotenie	56
5.8 Odporúčanie	57
6. Záver	58
7. Zoznam obrázkov	60
8. Zoznam tabuliek	62
9. Zoznam grafov	63
10. Zoznam použitej a súvisiacej literatúry	64
11. Zoznam príloh	65

Zoznam použitého značenia:

A	Prierezová plocha ťahadla [mm^2]
c	Výpočtová súdržnosť zeminy [kPa]
c_{ef}	Efektívna súdržnosť zeminy [kPa]
CO	Civilná obrana
d_a	Priemer oceľového tiahla [mm]
d_k	Priemer koreňa [m]
E_{def}	Deformačný modul pretvárnosti [MPa]
E_{oed}	Oedometrický modul pretvárnosti [MPa]
g_{fg}	Súčiniteľ spoľahlivosti [kNm^{-3}]
h	Hĺbka stredu koreňa pod povrchom terénu [m]
HG	Hydrogeológia
HPV	Hladina podzemnej vody
IG	Inžinierska geológia
L_k	Dĺžka koreňa [m]
L_{ka}	Kotevná dĺžka ocele v betónovom koreni [m]
R	Napätie ocele na medzi pevnosti v ťahu [MPa]
S_k	Sila v kotve od zaťaženia [kN]
S_t	Pevnosť kotvy v ťahu [kN]
S_{tab}	Sila ukotvenia ťahadla v betónovom koreni [kN]
t_{dab}	Výpočtová súdržnosť medzi oceľou a betónom [MPa]
t_d	Výpočtové trenie medzi koreňom a zeminou [kPa]
T	Teplota ovzdušia [$^{\circ}\text{C}$]
TI	Trysková injektáž
α	Sklon kotvy od vodorovnej roviny [kN]
γ	objemová tiaž zeminy v prirodzenom stave [kNm^{-3}]
γ_{sat}	objemová tiaž vodou nasýtenej zeminy [kNm^{-3}]
δH	Zvislé deformácie podložia [mm]
δN	Deformácie v dôsledku náklonu pažiacej konštrukcie [mm/m]
δX	Vodorovné deformácie na objektoch [mm]
ν	Poissonovo číslo [-]
φ	Uhol vnútorného trenia zeminy v okolí koreňa [$^{\circ}$]
φ_{ef}	Efektívny uhol vnútorného trenia zeminy [$^{\circ}$]

Pod'akovanie:

Rád by som touto cestou poďakoval za odborné rady a pripomienky pri vypracovaní diplomovej práce vedúcemu mojej práce doc. Dr. Ing. Hynkovi Lahutovi. Moja veľká vďaka patrí pánovi prof. Ing. Jozefovi Hullovi, DrSc. za cenné rady, poskytnuté podkladové materiály a usmernenie pri spracovaní diplomovej práce.

1. Úvod

Prvá z riešených stavebných jám bola situovaná v mestskej časti Starého Mesta v Bratislave na Miczkiewiczovej ulici. Realizovaný výkop navrhutej budovy Business centra sa nachádzal v extrémne stiesnených priestoroch mestskej zástavby. Bol tiesnený budovami univerzitnej nemocnice, obchodnej banky, hasičského požiarneho zboru a Miczkiewiczovou ulicou (obr. 1.1). Základy budovy hasičov boli podchytené technológiou tryskovej injektáže, ktorá zároveň plnila funkciu pažiacej konštrukcie pre zaistenie steny stavebnej jamy. Zo strany obchodnej banky, nemocnice a Miczkiewiczovej ulice boli steny výkopu zabezpečené technológiou záporového paženia. Obe technológie zaistenia ochrany stavebnej jamy boli stabilizované zemnými kotvami. [1]



Obr. 1.1 – Stavebná jama na Miczkiewiczovej ulici z pohľadu obchodnej banky

Druhá stavebná jama sa nachádzala neďaleko prezidentského paláca v Starom Meste v centre Bratislavy na kontakte ulíc Štefánikova, Lermontova a Flöglöva. Podobne ako pri projekte na Miczkiewiczovej ulici, aj plánovaná výstavba objektu Business centra na Štefánikovej ulici bola realizovaná v náročných podmienkach mestskej prieluky. Budovy v bezprostrednej blízkosti stavebnej jamy boli podopreté technológiou tryskovej injektáže, ktorá sa upevnila kotviacim systémom. Táto technológia zároveň zaisťovala stabilitu stien hĺbeného výkopu. Zvyšné steny stavebnej jamy boli zabezpečené technológiou zemných klincov v kombinácii so striekaným betónom vystuženým oceľovou sieťovinou (obr. 1.2). [2]



Obr. 1.2 – Stavebná jama na Štefánikovej ulici z pohľadu rekonštruovanej budovy

Medzi neoddeliteľnú súčasť výstavbového procesu na stavbách patrí kontrolná činnosť, najmä keď sa jedná o priamu konfrontáciu okolitej zástavby novým objektom. Preto sa od začiatku budovy okolitej zástavby geodeticky monitorovali a priebežne sa vykonávala vizuálna kontrola ich stavu odborným dozorom.

Hlavným cieľom diplomovej práce bolo zhodnotiť mieru vplyvu výstavby nových objektov na okolité objekty, inžinierske siete, či dopravné komunikácie na základe vytvorených grafov a axonometrie časového vývoja deformácií, meraných v priebehu výstavby a užívania stavebného diela. Práca sa tiež zameriavala na posúdenie efektívnosti využitia návrhu projektu z hľadiska zaistenia ochrany stavebnej jamy, finančnej a časovej náročnosti. Vychádzalo sa pritom zo získaných podkladov zo stavebnej jamy na Štefánikovej ulici, ktoré obsahovali realizačnú dokumentáciu (technická správa, výkresová časť, statický výpočet), správy z geotechnického monitoringu a terénnych skúšok, inžiniersko-geologický posudok, či správy z prehliadok prof. Hullu. Podkladové materiály zo stavebnej jamy na Miczkiewiczovej ulici sa nepodarilo získať, k dispozícii boli len záznamy z kontrolných prehliadok prof. Hullu, z ktorých vychádza teoretická časť diplomovej práce.

2. Vplyv výstavby a prevádzky nových objektov na okolité objekty, inžinierske siete a dopravné komunikácie

Pod pojmom prieluky si môžeme predstaviť otvorené voľné priestranstvá medzi dvomi a viacerými samostatnými objektmi v zastavanom území (obr. 2.1). Stavebná činnosť v takýchto miestach si vyžaduje mimoriadnu pozornosť od všetkých zaangažovaných strán, počnúc od prípravy, cez projektové vyhotovenie, stavebnú činnosť až po konečné užívanie diela. [3]



Obr. 2.1 – Pažená stavebná jama v mestskej prieluke historického centra

2.1 Stavebné jamy v prielukách

▪ Projektová príprava

Rovnako ako iné úlohy, aj zakladanie stavieb v prielukách je veľkou mierou ovplyvnené kvalitou prípravy projektu. Základom jej úspešného spracovania sú spoľahlivé podkladové materiály. Prvým typom podkladov sú informácie o geologickej skladbe podložia. Aj keď sa nová výstavba realizuje v bezprostrednej blízkosti vopred zhotovených stavebných objektov, ktorých záznamy z inžinierskogeologických prieskumov by mali byť k dispozícii, je potrebné opakovane vykonať na budúcom stavenisku ďalšie podrobné prieskumné práce. Existuje totiž množstvo prípadov, kedy sa aj po dôkladnom prieskume daného územia vyskytli pri prácach v stavebnej jame neočakávané prekvapenia. Boli to najmä staré pivničné priestory, kryty civilnej ochrany, zasýpané banské šachty, energetické, vodovodné a kanalizačné studne, historické podzemné chodby alebo náhla zmena mocnosti navážok a zemín, a iné (obr. 2.2). Riešenie a následné odstránenie takýchto problémov väčšinou zaberie dlhší čas, čoho dôsledkom môže byť nárast finančných nákladov na stavbe. [3]



Obr. 2.2 – Objavený CO kryt



Obr. 2.3 – Znižovanie úrovne hladiny podzemnej vody v stavebnej jame

Ďalšou nemenej dôležitou etapou prípravy je získanie informácií o hĺbke podzemnej vody a jej smere prúdenia. Režim prúdenia podzemných vôd je totiž vo veľkej miere ovplyvňovaný vytváraním nových podzemných objektov, a to nielen v bezprostrednej blízkosti uskutočnenej výstavby (obr. 2.3). Preto treba upriamiť pozornosť na dôkladný rozbor a vyhodnotenie výsledkov z hydrogeologických prieskumných prác. [3]

Súčasťou prípravy musí byť taktiež zhodnotenie technického stavu okolitých stavebných objektov, ktorých sa nová výstavba dotkne. Preto je veľmi dôležitou činnosťou v tejto etape podrobné zmapovanie územia z hľadiska polohy inžinierskych sietí - energetické siete (elektrina, plyn, horúcovod), telekomunikačné a optické káble (káblova televízia, telefón, internet), zásobovanie vodou (vodovod, kanalizácia), a to aj pri možnosti, že sú k dispozícii mapy overené majiteľmi alebo prevádzkovateľmi príslušných inžinierskych sietí. Veľmi často sa totiž objavujú prípady, kedy sa inžinierske siete smerovo alebo výškovo nezhodujú s vyznačenými polohami v dokumentoch. [3]

▪ **Účinky výstavby a prevádzky nového objektu**

Veľkú pozornosť si vyžadujú účinky, ktoré nastanú v priebehu a po dokončení výstavby stavebného diela. Jedným z najväznejších účinkov je dodatočné nerovnomerné sadanie okolitých objektov, ktoré sú situované v dosahu zmeny stavu napätosti. Závažné sú aj deformácie v dôsledku zmeny hĺbky základovej škáry, ktoré sa dajú pomerne presne predpovedať statickými výpočtami. Výstavba novej budovy môže zapríčiniť zmenu hladiny podzemnej vody, ktorá môže spôsobiť okrem vlnutia stavieb aj dodatočné sadanie základov so všetkými nepriaznivými dôsledkami. [3]

▪ Zabezpečenie výkopu v prieluke

Aby sa zamedzilo narušeniu správnej funkcie podložia chráneného základu v priebehu hĺbenia stavebnej jamy, navrhujú sa pažiacie konštrukcie. Tie majú za úlohu zabezpečiť stabilitu podložia pod základom a zároveň podchytiť budovy v bezprostrednej blízkosti stavebnej jamy. V priebehu výkopu pritom nesmie dôjsť k posunom pažiackej konštrukcie smerom do jamy, pretože by mohol nastať kolaps základov zabezpečovanej budovy. [3]

Druhým významným problémom hlbokých stavebných jám v súdržných zeminách je stabilita dna hĺbeného výkopu. Opäť ide teda o prípad, kedy je ohrozená únosnosť podložia. Odtážením zeminy z priestoru stavebnej jamy sa odstráni príťaženie od vlastnej tiaže, v dôsledku čoho sa zmení stav napätosti, zatiaľ čo za pažiacou konštrukciou ostáva stav nezmenený. Následkom týchto účinkov zvislých napätí od vlastnej tiaže (ak sa prekročí kritická hĺbka výkopu) sa môže zemina pod dnom jamy dostať do plastického stavu a dno jamy porušiť. Znamená to, že aj samotný výkop môže zapríčiniť vážne problémy v ojedinelých situáciách. [3]

▪ Technológie zaistenia stability stien výkopov

V súčasnosti sa v Česku a na Slovensku realizujú pažiacie konštrukcie tými najmodernejšími technológiami, pričom ich voľba výberu závisí od osobitých podmienok daného staveniska a hospodárnosti jeho využitia. Medzi najpoužívanéjšie metódy zaistenia stability stien stavebnej jamy patrí záporové paženie, mikrozáporové paženie, štetovnicové steny, pilótové steny, železobetónové podzemné steny, trysková (prúdová) injektáž, kľincované steny, metóda mixed in place a stabilizujúce prvky rozperných a kotevných systémov.

Záporové paženie

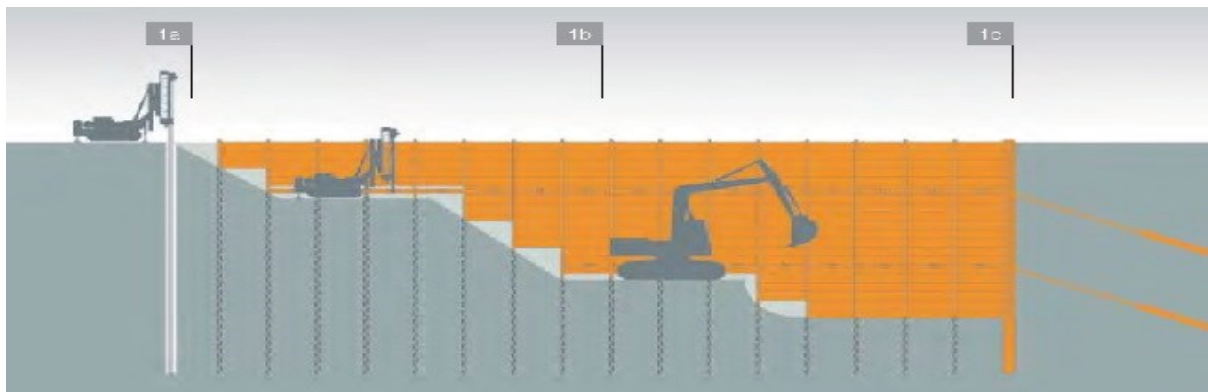
Záporové paženie, nazývané aj ako berlínske, je metóda dočasného paženia stien stavebných jám nad hladinou podzemnej vody, hlbokých 5 až 20m. Základnými prvkami sú záporové pažnice, ktoré sú vo viacerých úrovniach rozopierané alebo kotvené (obr. 2.4). [4]



Obr. 2.4 – Detail záporového paženia stabilizovaného kotvami s roznášacími oceľovými prahmi

Postup pri realizácii záporového paženia je na obr. 2.5:

1a) vŕtanie a osádzanie zápor; 1b) odtáženie zeminy na 1. kotevnú úroveň, postupné ukladanie pažníc, vyvŕtanie, osadenie a napnutie kotiev; 1c) pokračovanie v hĺbení výkopu na 2. kotevnú úroveň, postupné ukladanie, pažníc, dotáženie na úroveň základovej škáry, dokončenie osádzania pažníc. [4]



Obr. 2.5 – Postup prác pri zhotovení záporového paženia

Mikrozáporové paženie

Mikrozáporové steny, tiež nazývané Janovské steny, predstavujú určitú alternatívu k záporovému paženiu. Uplatnenie nachádzajú práve v stiesnených priestoroch mestských prieluk, kde nie je možnosť manipulácie s väčšou stavebnou technikou, a kde je potrebné hlbokú stavebnú jamu zapažiť tak, aby využiteľný priestor prieluky bol v čo najväčšom rozsahu. [4]

Vzhľadom k rozmerom mikrozápor, je zrejmé, že sa jedná o konštrukciu pomerne poddajnú, ktorá musí byť kotvená či rozopieraná v niekoľkých úrovniach (obr. 2.6).



Obr. 2.6.– Mikrozáporové paženie s radou kotiev stužených železobetónovým vencom (vľavo)
a s rozperným systémom (vpravo)

Štetovnicové steny

Štetovnicové steny sú súvislé pažiace konštrukcie zhotovené baranením, vibrobaranením alebo vplavovaním do podlažia pred hĺbením výkopu (obr. 2.7). Ich účelom je zachytiť účinky tlaku zeminy a podzemnej vody. V súčasnej dobe sa ako ich základný prvok najčastejšie používajú oceľové valcované štetovnice tvaru U typu Larsen. Stena sa vytvára baranením štetovníc striedavo tak, že sa ich zámky pozdĺžne zasúvajú jedna do druhej (obr. 2.8). Do voľného zámku sa ešte pred baranením vkladá trň pre zamedzenie vniknutiu zeminy do zámku. Paženie musí byť dostatočne dlhé na zaistenie stability vyhlúbenej stavebnej jamy. [5]



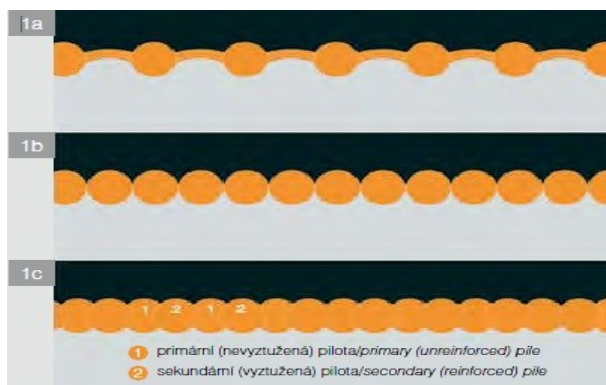
Obr. 2.7 – Vibrobaranenie štetovnice do podlažia Obr. 2.8 – Spojenie zámkov štetovníc typu Larsen

Štetovnicové steny sú trvalé alebo dočasné. Nakoľko ich tvoria štíhle a dlhé prvky votknuté do podlažia, musia byť často kotvené alebo rozopierané v jednej, či vo viacerých úrovniach.

Pilótové steny

Pilótové steny predstavujú jednu z najpoužívanějších konštrukcií trvalých pažiacich stien, vykonávaných metódami špeciálneho zakladania stavieb. Pilótové steny sa skladajú z vŕtaných pilót zvyčajne jednotného priemeru (d) vytváraných v rade, pričom podľa osovej vzdialenosti (a) sa delia na (obr. 2.9):

- pilótové steny s medzerami, kde $a > d$,
- pilótové steny bez medzier, kde $a = d$,
- pilótové steny prevrtávané, kde $a < d$.



Obr. 2.9 – Pilóty podľa ich osovej vzdialenosti



Obr. 2.10 – Prevrtávaná pilótová stena

Pilótové steny s medzerami sa využívajú predovšetkým ako trvalé konštrukčné celky, ktoré vytvárajú zárubné múry, chránia odrezy a zárezy komunikácií, prípadne vytvárajú trvalé zvislé steny pri objektoch. Pilótové steny bez medzier tvoria trvalé konštrukcie, ktoré môžu byť mimoriadne zaťažované. Nepovažujú sa za vodotesné konštrukcie, aj keď ich je možné vhodne odvodniť a opatriť povrchom zo striekaného betónu. Prevrtávané pilótové steny sú najrozšírenejším typom pilótových stien a plnia aj vodotesnú funkciu (obr. 2.10). [4]

Podzemné steny

Jednu z najvýznamnejších a spôsobom najnáročnejších technológií špeciálneho zakladania stavieb predstavujú podzemné steny. Používajú sa k stabilizácii hlbokých výkopov ako pažiace konštrukcie, zároveň však môžu slúžiť aj ako trvalá súčasť suterénov stavieb. [4]

Podľa spôsobu vyhotovenia sa podzemné steny delia na:

- monolitické,
- prefabrikované.



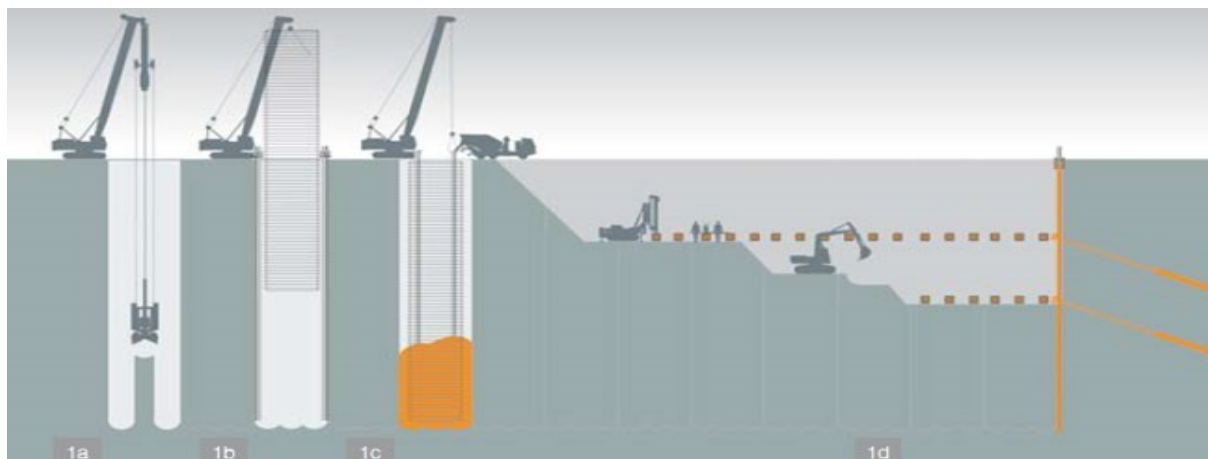
Obr. 2.11 – Frézovanie povrchu podzemných stien



Obr. 2.12 – Stena z prefabrikovaných dielcov

Postup realizácie monolitickéj podzemnej steny je na obr. 2.13:

1a) ťažba jednotlivých záberov ryhy drapákom pod ochranou pažiacej suspenzie; 1b) do vytťaženej ryhy je postupne osádzaný armokôš a zámkové pažnice s tesniacimi pásmi; 1c) betonáž lamely podzemnej steny prebieha zdola hore prostredníctvom betonárskych rúr; 1d) po zatvrdnutí zhotovených podzemných stien je možné realizovať postupný odkop a zakotviť steny po kotevných úrovniach až na úroveň definitívneho výkopu. [4]

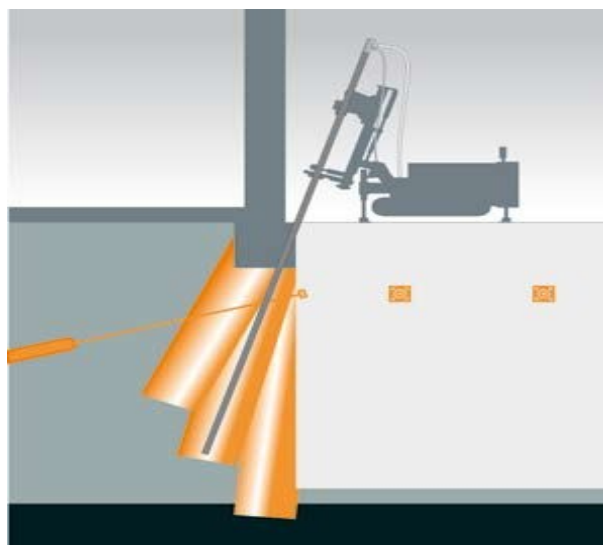


Obr. 2.13 – Postup zhotovenia monolitickéj podzemnej steny

Trysková (prúdová) injektáž

Trysková injektáž, inak nazývaná aj prúdová, je moderná, rýchla a účinná metóda vytvárania špeciálnych základových prvkov (obr. 2.14). Pre jej špecifické vlastnosti má uplatnenie v širokej škále horninového prostredia (od mäkkých až kašovitých jemnozrnných zemín až po štrky). [4]

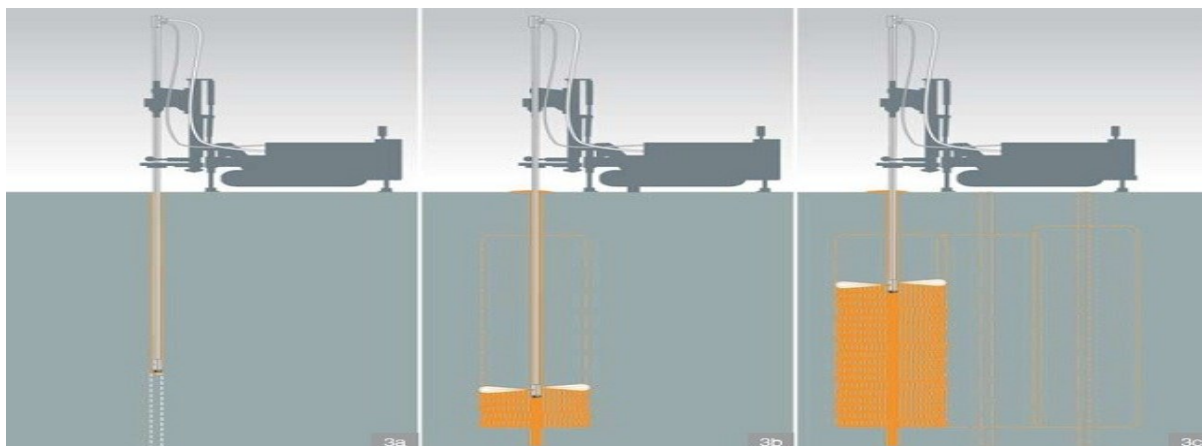
Základom tejto technológie je použitie vysokotlakovej injektáže so silou, ktorá rozrušuje pôvodnú štruktúru zemín, do ktorých je aplikovaná. Lúč injekčnej zmesi alebo vody zeminu rozpojí a vzniknutý priestor vyplní cementovou alebo ílovo-cementovou suspenziou, čím dôjde k ich vzájomnému premiešaniu. Po zatuhnutí dochádza k vytvoreniu prvkov pevnosti od 0,5 MPa do 15 MPa a zlepšeniu vlastností injektovaného prostredia. [4]



Obr. 2.14 – Princíp zaistenia stien výkopu tryskovou injektážou so zemnými kotvami

Postup zhotovenia piliera z tryskovej injektáže je na obr. 2.15:

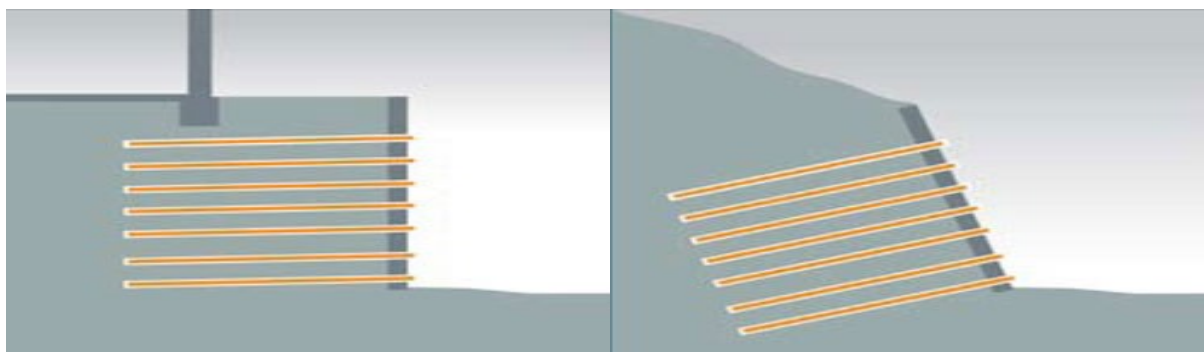
- 3a) vrtná súprava vyhlíbi vrt na úroveň päty projektovaného piliera tryskovej injektáže;
3b) prechod z vrtného režimu na tryskanie; 3c) dokončovanie piliera tryskovej injektáže



Obr. 2.15 – Postup pri vytváraní pilierov z tryskovej injektáže

Klincovanie svahov

Klincovanie svahov predstavuje ekonomicky výhodný postup, ktorým sa vystužujú zeminy v ich prirodzenom uložení. Princíp spočíva vo vytvorení pomerne hustej siete krátkych ťahových prvkov (klincov) v rastlej zemine, tvorených oceľovou výstužou s cementovou zálievkou a zaústených do krycej vrstvy. Vo väčšine prípadov sa na stenu aplikuje striekaný betón vystužený sieťovinou hrúbky približne 100 až 250 mm. Prepojenie klinca s krycou vrstvou je zaistené jeho hlavou. Vznikne tak teleso z vystuženej zeminy, ktoré môže vzdorovať pôsobiacemu zemnému tlaku, prípadne aj povrchovému zaťaženiu. Hlavný rozdiel takto zhotovenej konštrukcie oproti pažiacej konštrukcii so zemnými kotvami spočíva v absencii zvislých nosných prvkov a v odlišnom prenose zaťaženia do zeminy - klince prenášajú zaťaženie po celej svojej dĺžke a v celkovo hustejšej sieti. Zemné klince sa nepredpínajú. [4]



Obr. 2.16 – Zvislá klincovaná stena

Obr. 2.17 – Uklonená klincovaná stena

Miešanie na mieste (mixed in place)

V súčasnosti jednou z najmodernejších technológií špeciálneho zakladania, ktorou sa zabezpečuje stabilita stien výkopu a základy susedných budov je metóda Mixed in place (obr. 2.18). Ide o premiešanie zeminy s hydratačnými prísadami (vápno, cement, popolček alebo iné vedľajšie priemyselné produkty), pričom sa využíva najmä pri zakladaní do ílovitých (premiešanie ílu s vápnom) a štrkovitých (premiešanie štrku s cementom) zemín. [6]



Obr. 2.18 – Piliere vytvorené premiešaním štrku s cementom

K výhodám metódy Mixed-in-place patrí jej rýchle zhotovenie, nízka úroveň hlučnosti a vibrácií pri výrobe, v prípade potreby možnosť rýchleho nasadenia na mieste a dodatočná možnosť zlepšenia zeminy. [6]

Zemné kotvy

Zachytiť účinky vyvolané zemnými tlakmi na pažiacu konštrukciu je možné použitím rozpier, či šikmých vzpier alebo horninovými kotvami. Práve zabudovaním kotevného systému sa vytvorí dôležitý priestor pre manipuláciu v stavebnej jame. Kotvy slúžia na prenos horizontálnych ťahových síl z konštrukcie do bezpečnej vzdialenosti horninového prostredia. Pozostávajú z troch hlavných častí: hlavy, tiahla a koreňa. Ťahová sila vytvorená na hlave kotvy sa prenáša tiahlom do koreňa, ktorý je injektážou upnutý v masíve. [4]

Z hľadiska životnosti delíme kotvy na:

- dočasné, so životnosťou do dvoch rokov,
- trvalé, u ktorých doba funkčnosti presahuje dva roky a zvyčajne je zhodná so životnosťou kotvovej konštrukcie.

Z hľadiska konštrukcie a použitého materiálu delíme kotvy na:

- tyčové,
- lanové.



Obr. 2.19 – Druhy kotiev podľa ich životnosti a technológie zhotovenia

Rozperné systémy

Pažiacie konštrukcie sú zaťažované veľkými zemnými tlakmi, ktoré často nestačia preniesť. Aby sa mohli vytvoriť hlbšie výkopy, navrhuje sa stavebné jamy rozoprieť v jednej alebo viacerých úrovniach. Vertikálna vzdialenosť rozpier závisí najmä od zemných tlakov, hĺbky výkopu a v neposlednom rade od usporiadania pažiackej konštrukcie.

Rozperné systémy sa delia na:

- dočasné,
- trvalé.

Použitie rozpier je prevažne v dlhých a úzkych stavebných jamách (obr. 2.20). Zvyčajne sú lacnejšie ako kotevné systémy a umožňujú lepšiu kontrolu jednotlivých prvkov, no ich hlavnou nevýhodou je vytváranie prekážky v manipulačnom priestore stavebných jam, čím sťažujú postup prác. [5]

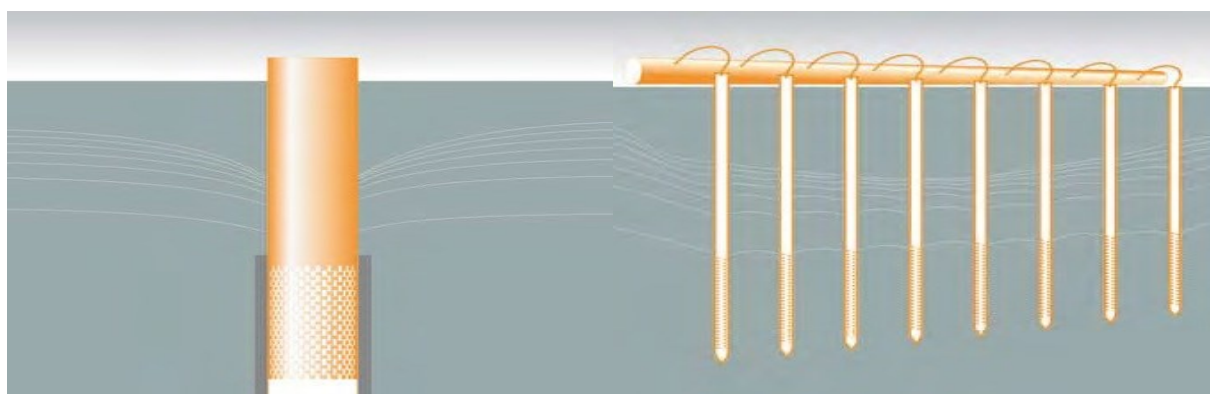


Obr. 2.20 – Použitie rozpier ako systému stuženia
pilótových stien

▪ Odvodnenie stavebných jám

Podzemná voda je najväčším nepriateľom pri výkopových prácach, pažení stavebných jám, či stavbe konštrukcií alebo základov pod úrovňou terénu. Znižovanie hladiny podzemnej vody pod potrebnú úroveň sa realizuje odvodnením, ktoré sa delí na dočasné alebo trvalé. [4]

Trvalé odvodnenie podzemného priestoru je po technickej aj finančnej stránke veľmi náročné a navyše vždy predstavuje citeľný zásah do režimu prúdenia vodného prostredia. Preto sa častejšie vykonáva dočasné zníženie hladiny podzemnej vody, a to prostredníctvom zberných studní (obr. 2.21) alebo vákuového čerpania, tzv. ihlofiltrami (obr. 2.22). Oba systémy odvodnenia sú v prevádzke len v priebehu stavebných prác a po ich dokončení je opäť obnovený pôvodný stav vodného režimu. [4]



Obr. 2.21 - Zberná studňa s osadenou zárubnicou

Obr. 2.22 - Vákuové čerpanie ihlofiltrami

▪ Geotechnický monitoring

Mimoriadne dôležitou a náročnou súčasťou výstavby v prielukách je kontrolná činnosť. Vyžaduje si dôkladnú prípravu už pred začatím stavebných prác. Ako prvé sa musí zhodnotiť stav jestvujúcich objektov v blízkosti budúcej novostavby. Ide prevažne o záznam starých trhliniek, rôznych drobných porúch a stavu nosných konštrukcií vrátane základov, pokiaľ je k nim umožnený prístup. Na základe podrobnej diagnózy existujúcej zástavby sa navrhnu vhodné monitorovacie komponenty zamerané predovšetkým na zaznamenávanie odozvy stavebných aktivít v rizikových miestach, ako napr. oživenie starých trhliniek, dodatočné sadanie objektov, deformácie nosných konštrukčných prvkov a podobne. [3]

Druhou skupinou monitorovacích systémov sa musí zachytiť vplyv hĺbenia stavebnej jamy, a to meraním pretvorenia na pažiacich konštrukciách, síl v kotvách, či rozperách. Ak je potrebné, uskutočňujú sa náročné zaťažovacie skúšky prvkov základových konštrukcií (pilót, mikropilót), množstvo kontrolných odberov na potvrdenie kvality zabudovaných materiálov (odber betónu), efektívnosti jednotlivých technologických procesov a podobne.

Detailný program merania musí obsahovať lokalizáciu meraných miest, stanovenie typu meranej veličiny a vhodný výber meracieho zariadenia na jej spracovanie. Výber a aplikácia meracieho systému si vyžaduje poznať jeho princíp a možnosť použitia:

- meranie na povrchu, či základovej pôde – napr. piezometre na meranie hladiny podzemnej vody, posuvné deformetre na etapové meranie deformácií v osi vrtu (stláčanie a dvíhanie dna stavebnej jamy);
- meranie na pažiacej konštrukcii stavebnej jamy (paženie, rozperry, kotvy) – napr. vertikálny inklinometer na meranie vodorovných posunov pažiacej steny, dynamometer na meranie sily v kotve, tenzometer na meranie napätia v rozpere, tachymeter na meranie pretvorenia venca pažiacej konštrukcie;
- meranie v zástavbe v oblasti možného ovplyvnenia – napr. nivelačné prístroje na meranie výškových posunov na povrchu (pokles a zdvih budov), náklonometry (meranie náklonov), dilatometre (meranie šírky trhlín), geodetické roboty na kontinuálny monitoring deformácií a iné. [7]

Okrem uvedených monitorovacích prístrojov sa kontrola výstavbových procesov na stavbe vykonáva taktiež prostredníctvom odborného dohľadu. Prítomnosť technického dozoru na stavbe je na podnet stavebníka, ktorý ho objedná, ako kontrolný orgán stavebných činností a ich vplyvu na okolie. Jeho hlavnou úlohou je monitorovať dianie na stavbe a kontrolovať zhodu projektu s realizovanými výstavbovými postupmi. V prípade, že sa objaví vzniknutý problém, úlohou dozoru je naň upozorniť, resp. navrhnúť vhodné opatrenie na jeho odstránenie. Výstupom odborného dohľadu je záverečná správa, ktorá obsahuje stručný opis stavebných prác a zaznamenané problémy, ktoré sa pri nich vyskytli v deň, kedy bola vykonaná kontrola staveniska.

2.2 Stavebná jama na Miczkiewiczovej ulici

Realizovaný výkop administratívnej budovy Business centra na Miczkiewiczovej ulici sa nachádzal v extrémne stiesnených priestoroch mestskej prieluky.

▪ Umiestnenie a rozmery výkopu

Bol ohraničený budovou univerzitnej nemocnice na východnej strane, budovou obchodnej banky na severnej strane, zo západnej strany ho ohraničovala budova požiarného zboru a na južnej strane Miczkiewiczova ulica. Pôdorysné rozmery stavebnej jamy boli približne 21 x 30 m, hĺbka výkopu sa predpokladala 9 až 10 m, pričom sa vychádzalo z návrhu, že novostavba bude mať tri podzemné podlažia.

▪ **IG a HG pomery staveniska**

Inžinierskogeologické pomery v mieste staveniska boli pomerne jednoduché. Pokryv podložia tvorili navážky s mocnosťou 2,5 až 3 m, pod nimi sa nachádzali kvartérne štrky až do hĺbky 13,8 m, hlbšie boli neogénne vrstvy ílovitých, piesčitých a siltovitých zemín. Hydrogeologické pomery boli relatívne zložité, nakoľko sa zistená hladina podzemnej vody nachádzala približne v úrovni základovej škáry budúcich základov. [8]

▪ **Použité technológie zabezpečenia ochrany stavebnej jamy**

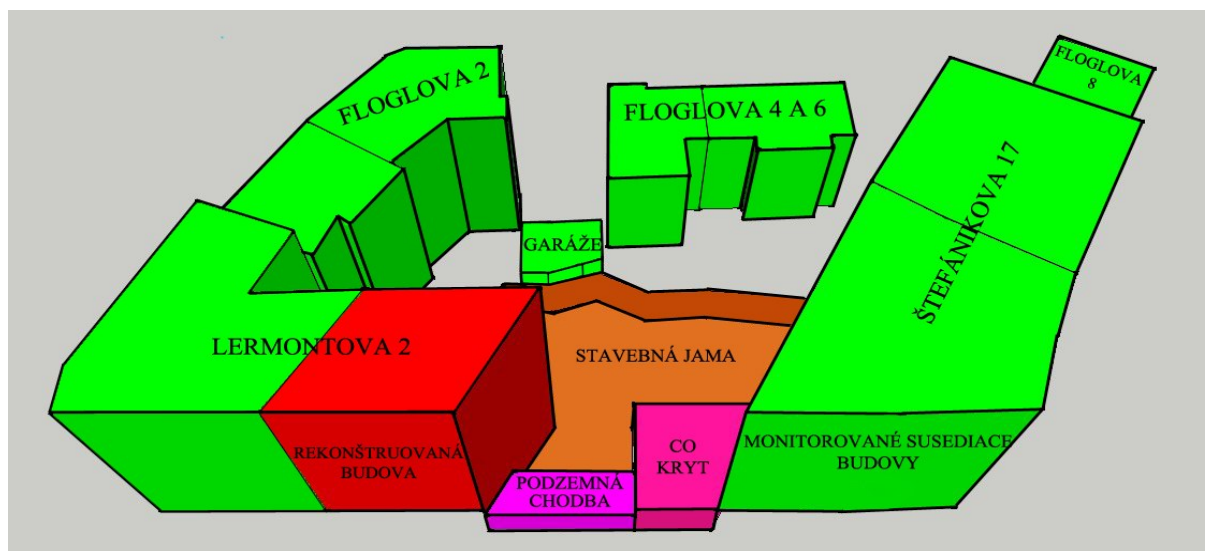
Na zaistenie stability stien výkopu a podchytenie základov pri budove hasičov sa použila technológia prúdovej injektáže stužená tromi radami zemných kotiev. Zo strany obchodnej banky, nemocnice a Miczkiewiczovej ulice bola stavebná jama zabezpečená záporovým pažením, stabilizovaným dvomi radami zemných kotiev, uchytených oceľovými roznášacími prahmi. Nakoľko hladina podzemnej vody bola počas inžinierskogeologických prieskumov približne v úrovni projektovanej základovej škáry, muselo sa navrhnúť vhodné opatrenie na jej zníženie. Za týmto účelom sa zrealizovali zberné studne, z ktorých sa voda odčerpávala vysokokapacitnými čerpadlami. Podložie pod susednými budovami bolo utesnené tenkými stenami z tryskovej injektáže, zaviazanými do neogénnych vrstiev.

2.3 Stavebná jama na Štefánikovej ulici

Výstavba objektu Business centra na Štefánikovej ulici bola taktiež realizovaná v náročných podmienkach mestskej prieluky.

▪ **Umiestnenie a rozmery výkopu**

Stavebnú jamu ohraničovala z východnej strany cestná komunikácia a z ostatných strán okolitá zástavba. Na severe to boli budovy Štefánikovej ulice, na severozápade až juhozápade budovy Floglovej ulice a na juhovýchode budovy Lermontovej ulice. V mieste novostavby sa nachádzala podzemná chodba, spájajúca suterénne priestory rekonštruovanej budovy s objektom CO krytu. Na obr. 2.23 je zobrazená situácia polohy stavebnej jamy voči okolitej výstavbe. Zelenou farbou sú označené budovy, ktorých stav bol priebežne kontrolovaný. Červenou farbou je označený objekt určený na rekonštrukciu a odtieňmi fialovej farby je zvýraznená podzemná chodba spolu s CO krytom.



Obr. 2.23 – Situácia stavebnej jamy voči okolitej zástavbe na Štefánikovej ulici

Pôdorysné rozmery stavebnej jamy na Štefánikovej ulici boli približne 18 x 42 m. Hĺbka výkopu všeobecne dosahovala úroveň 9,10 m, miestami viac. Vychádzalo sa z plánovaného konceptu, že novostavba bude mať tri podzemné podlažia.

▪ IG a HG pomery staveniska

Inžinierskogeologické pomery staveniska sú obdobné ako pri stavebnej jame na Miczkiewiczovej ulici. Povrch podlažia bol tvorený heterogénnymi navážkami zo siltu, piesku, štrku, tehiel a stavebného odpadu s mocnosťou od 0,7 do 1,9 m. Pod navážkami sa nachádzali vrstvy kvartérnych, menej únosných a viac stlačiteľných, sedimentov s hrúbkou od 2,5 do 5,6 m. Prevažne išlo o íly s nízkou až strednou plasticitou, tuhej až pevnej konzistencie. Ojedinele sa v týchto vrstvách vyskytovali aj piesčité, resp. siltovité polohy. V hĺbke 2,5 až 5,6 m pod úrovňou terénu sa nachádzali terasové štrky. Vo vrchných polohách boli stredne uľahlé, s narastajúcou hĺbkou sa ich uľahnutosť zväčšovala. Podlažie kvartéru tvorili neogénne sedimenty, prevažne jemnozrnné zeminy, ako silty a íly s premiešaním ílovitých pieskov. Hydrogeologické pomery mali jednoduchý charakter, pretože vytvorený súvislý horizont podzemnej vody v štrkovitých zeminách bol závislý iba od prívalových zrážok. Hladina podzemnej vody bola zistená v úrovni 12,3 m pod povrchom terénu. [8]

▪ Použitie technológie zabezpečenia ochrany stavebnej jamy

Projektovaná hĺbka stavebnej jamy sa nenachádzala pod súvislou hladinou podzemnej vody, preto nebolo nutné navrhnuť pažiacie konštrukcie ako vodotesné. Nakoľko však bola poloha hĺbeného výkopu v bezprostrednej blízkosti susedných objektov, musel návrh riešenia ochrany stavebnej jamy zahŕňať okrem stabilizovania stien výkopu aj podchytenie základov jestvujúcich budov.

Na severnej a východnej strane jamy sa podložie pod základmi objektov stabilizovalo technológiou prúdovej iniektáže doplnenou jedným, či dvomi radami zemných kotiev. Priemer tryskaných pilierov bol 800 až 1200 mm a požadovaná pevnosť v tlaku tryskaného materiálu bola minimálne 4 MPa. Dĺžka pilierov prúdovej iniektáže závisela od konkrétnych geologických podmienok jednotlivých úsekov, pričom sa pohybovala v rozmedzí od 5,85 do 7,28 m. V rámci kotevného systému mala každá kotva svoju lokálnu hlavu, ktorú podopieral oceľový profil Larsen III, dĺžky 0,5 m. Na západnej a južnej strane jamy nebolo potrebné podchytať nosné prvky budov, preto sa ako pažiaca konštrukcia stien zvolila aplikácia technológie zemných klincov so striekaným betónom vystuženým oceľovou sieťovinou. S ohľadom na hĺbku stavebnej jamy boli navrhnuté štyri rady klincov, v každom rade s premenlivou dĺžkou, priemerom i osovou vzdialenosťou. Klince priemeru ϕ 20 mm a ϕ 25 mm boli vŕtané v sklone 10° od vodorovnej osi. Hrúbka striekaného betónu sa taktiež menila a mala hodnotu 100 mm s jednou vrstvou sieťoviny a 120 mm s dvomi vrstvami sieťoviny.

3. Kontrola stavu a vývoj deformácií

Kontrola stavu výstavbového procesu a jeho vplyvu na susediace objekty bola nevyhnutnou zložkou v stavebných jamách na Miczkiewiczovej a Štefánikovej ulici. Geotechnický monitoring bol vykonaný v etapách pred začatím stavebných činností, počas hĺbenia samotného výkopu a v priebehu užívania dokončeného stavebného diela. Jeho súčasťou bol odborný dohľad a kontrolovanie šírky trhlín, náklonov a poklesov v bodoch, nachádzajúcich sa na okolitých budovách v blízkosti realizovaného výkopu. Na tento účel sa využili nivelačné prístroje, dilatometre a náklonomery.

3.1 Stavebná jama na Miczkiewiczovej ulici

Počas zakladania budovy Business centra na Miczkiewiczovej ulici nedošlo k závažným problémom, ktoré by výrazne ovplyvnili výstavbový proces. Odborné prehliadky v priebehu stavebných prác však zaznamenali problémy so znížením úrovne hladiny podzemnej vody. V rohu stavebnej jamy pri budove banky a nemocnice bolo plánované umiestniť žeriav, preto musela byť hladina vody znížená o 1m. Pri základe žeriavu sa navrhol systém dvoch zberných studní, z ktorých sa voda následne odčerpávala. Navrhnutým riešením sa požadovanú úroveň hladiny podzemnej vody nepodarilo dosiahnuť, čo mohla spôsobiť nedostatočná kapacita čerpacích zariadení, netesnosť tenkých stien z tryskovej injektáže, či zvýšený prietok vody cez neogénnu vrstvu piesku. Variantným riešením bolo doplniť tretiu zbernú studňu pri budove nemocnice, avšak ani to neviedlo k úspechu. Problém zníženia hladiny podzemnej vody v mieste základu vyriešilo vedenie stavby zvýšením jeho základovej škáry. Nakoniec sa betón odšrámoval do úrovne povrchu budúcej základovej dosky. Po výdatných dažďoch však problémy s hladinou podzemnej vody pretrvávali, preto sa v strede staveniska vyhlbila jama, z ktorej sa odčerpávalo. V mieste budúcej výťahovej šachty sa zemina preinjektovala a vytvorila tak podmienky pre dosiahnutie požadovanej hĺbky základu. Zatiaľ, čo sa odvádzala voda tromi studňami z prehĺbenej jamy pre výťahovú šachtu, práce na založení objektu finišovali. [1]

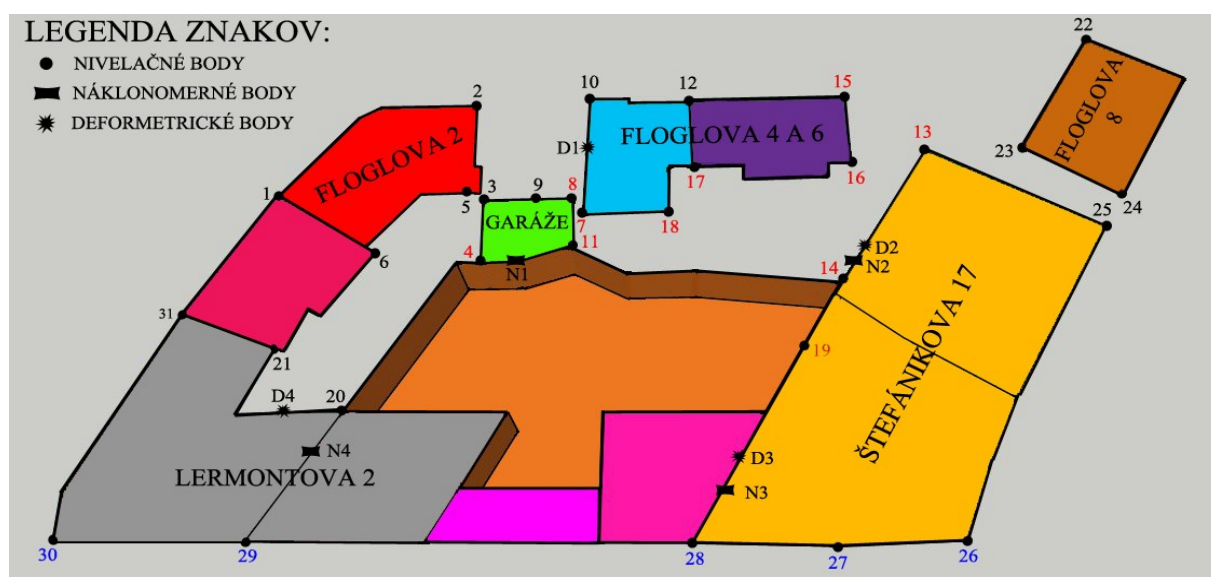
Meraním deformácií (šírky trhlín, poklesov a náklonov) na budovách nemocnice, banky a hasičov neboli v priebehu procesu výstavby nového objektu i po jeho dokončení zaznamenané výrazné zmeny hodnôt, v dôsledku ktorých by vznikli viditeľné poruchy.

3.2 Stavebná jama na Štefánikovej ulici

Rovnako, ako pri zaistení ochrany stavebnej jamy na Miczkiewiczovej ulici, aj v prípade jamy na Štefánikovej ulici bol súčasťou kontrolných činností odborný geotechnický dozor, ktorý vykonával pravidelné prehliadky staveniska. V priebehu realizácie špeciálneho zakladania budovy Business centra došlo k niekoľkým problémom, ktoré sa museli rýchlo a efektívne vyriešiť. Jeden z najväčších problémov sa objavil na západnej strane stavebnej jamy, kde sa zrútila časť základov objektu garáží. Návrhom riešenia bolo podchytenie garáží oceľovými nosníkmi, ktoré boli uchytené do priečných základových pásov a stabilizovanie svahu pod garážou väčším počtom zemných klincov. Toto riešenie sa neskôr ukázalo byť dostatočné a práce v tomto okolí mohli pokračovať. Na južnej časti jamy v blízkosti rekonštruovaného objektu nahradila časť klincovaného svahu trysková injektáž. Základy objektu však neboli spoľahlivo podporené, čo mohlo mať za následok ich zrútenie, preto sa museli pravidelne kontrolovať. Ďalším problémom, na ktorý stavebný dozor upozorňoval bol stav nosného systému rekonštruovanej budovy. Nosný skelet budovy bol viditeľne porušený a bolo ho treba stabilizovať. S finálnym odkopom zeminy v stavebnej jame sa obnažili i steny stabilizované prúdovou injektážou. Pod rohmi CO krytu a zachovaného objektu boli značné zmeny ich polôh, preto bolo potrebné objasniť, či sa jedná o odklon stĺpov tryskovej injektáže smerom do podlažia podchytávaných objektov alebo o oslabené polohy stĺpov tryskovej injektáže. Pokiaľ by šlo o druhý prípad, muselo by sa zanalyzovať zaťaženie zo stavby a stabilita konštrukcií v týchto miestach. Ukázalo sa však, že išlo len o odklon stĺpov tryskovej injektáže v dôsledku zmien geológie podlažia. Pod dnom stavebnej jamy sa totiž nachádzali zreteľné polohy piesčitých a jemnozrnných zemín. Tie však neovplyvnili stabilitu nového objektu, pretože celkové zaťaženie spôsobené stavbou bolo menšie ako zaťaženie od vlastnej hmotnosti vytlačenej zeminy. [2]

Ďalšou zložkou, z ktorej pozostávala kontrola stavu na stavenisku bolo monitorovanie šírky trhlín, poklesov susedných objektov a náklonov pažiach konštrukcií prostredníctvom meracích zariadení. Deformácie na budovách sa merali dilatometrami, zvislé pretvorenia na objektoch nivelačnými prístrojmi a uhol náklonu pažiacej steny náklonomermi.

Monitorované body boli umiestnené na susediace objekty v miestach, kde sa predpokladali najväčšie pretvorenia. Podľa druhu meranej veličiny sú rozdelené na nivelačné, deformetrické a náklonomerné. Nivelačných bodov bolo celkovo 31, deformetrických a náklonomerných zhodne po 4.



Obr. 3.1 – Poloha monitorovaných bodov

Na obr. 3.1 je zobrazená poloha všetkých kontrolovaných bodov, pričom body z nivelačného merania sú farebne odlišené. Červenou farbou sú označené body, v ktorých sadnutie dosiahlo väčších hodnôt ako sú 4 mm, sú to čísla 4, 7, 8, 11, 13, 14, 15, 16, 17, 18 a 19. Naopak, modrou farbou sú zvýraznené body, v ktorých zdvih dosiahol väčšie hodnoty ako 4mm, sú to čísla 26, 27, 28, 29 a 30. V ostatných bodoch, ktoré sú zvýraznené čiernou farbou, sú deformácie zanedbateľné, nakoľko v ich dôsledku nevznikli žiadne viditeľné poruchy. Sú to čísla 1, 2, 3, 5, 6, 9, 10, 12, 20, 21, 22, 23, 24, 25 a 31. Náklonomerné a deformetrické body sú značené písmenami N a D.

3.2.1 Nivelačné meranie

Meranie nivelačnými prístrojmi sa vykonávalo na všetkých susediacich budovách, kde sa predpokladal vplyv stavebnej činnosti. Merali sa zmeny hodnôt zvislých deformácií (poklesy, zdvihy) v závislosti od času. Dokopy bolo uskutočnených 14 meraní v priebehu roka a pol. Monitorované body však neboli vždy prístupné a často sa stávalo, že sa hodnoty posunov nedali zmerať, preto sa zaznamenalo len 10 meraní, počas ktorých bol najväčší počet prístupných bodov. V nasledujúcich tabuľkách (tab. 3.1 až tab. 3.5) sú zdokumentované hodnoty zvislého pretvorenia v príslušných bodoch, namerané v procese výstavbovej činnosti a po jej dokončení. Body sú navzájom farebne rozlíšené v závislosti na objektoch, na ktorých sa nachádzali.

Legenda objektov:

Garáže	Floglova 2	Floglova 8
Lermontova 2	Floglova 4	
Štefánikova 17	Floglova 6	

Tab. 3.1 – Nivelačné body 1 až 7

Dátum	Čas	Bod 1	Bod 2	Bod 3	Bod 4	Bod 5	Bod 6	Bod 7
merania	merania	δH [mm]	δH [mm]	δH [mm]	δH [mm]	δH [mm]	δH [mm]	δH [mm]
6.8.2012	11:00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5.9.2012	9:00	0,0	-0,1	-0,3	-0,6	-0,2	-0,3	-0,5
19.9.2012	10:00	0,1	-0,6	-0,6	-0,8	-0,3	-0,7	-0,8
16.10.2012	13:00	-0,1	-0,1	0,5	0,6	0,5	0,1	0,2
6.12.2012	11:00	-	-	1,8	-1,3	1,2	0,2	0,3
13.12.2012	11:00	-	-	2,1	-2,4	1,4	0,5	0,1
20.12.2012	11:00	-	-	1,3	-3,0	1,3	0,4	-1,0
25.3.2013	11:00	-	-	0,1	-5,1	-	-	-
12.6.2013	10:00	-	-	-1,3	-7,8	-	-	-
3.3.2014	14:00	0,0	-0,3	-2,4	-8,9	0,3	0,1	-4,6

Tab. 3.2 – Nivelačné body 8 až 13

Dátum	Čas	Počet dní od	Bod 8	Bod 9	Bod 10	Bod 11	Bod 12	Bod 13
merania	merania	6.8.2012	δH [mm]	δH [mm]	δH [mm]	δH [mm]	δH [mm]	δH [mm]
6.8.2012	11:00	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5.9.2012	9:00	30	-0,4	0,0	-0,3	-0,5	-0,4	-0,6
19.9.2012	10:00	44	-0,7	0,0	-0,5	-0,7	-0,7	-0,9
16.10.2012	13:00	71	-0,3	0,4	0,1	0,1	-0,5	-0,6
6.12.2012	11:00	122	0,7	0,8	-	-11,3	-	2,0
13.12.2012	11:00	129	0,4	1,0	-	-12,3	-	-7,2
20.12.2012	11:00	136	-0,9	0,2	0,3	-14,6	1,8	-7,4
25.3.2013	11:00	231	-4,0	-0,3	-	-17,6	-	-
12.6.2013	10:00	310	-4,7	-1,4	-	-15,9	-	-1,8
3.3.2014	14:00	574	-6,1	-2,4	-	-17,3	-1,5	-1,5

Tab. 3.3 – Nivelačné body 14 až 19

Dátum	Čas	Počet dní od	Bod 14	Bod 15	Bod 16	Bod 17	Bod 18	Bod 19
merania	merania	6.8.2012	δH [mm]	δH [mm]	δH [mm]	δH [mm]	δH [mm]	δH [mm]
6.8.2012	11:00	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5.9.2012	9:00	30	-0,7	-0,4	-0,2	0,0	-0,2	-
19.9.2012	10:00	44	-1,3	-0,6	-1,0	-0,1	-0,3	0,1
16.10.2012	13:00	71	-1,2	-0,3	-0,2	0,2	0,4	-0,7
6.12.2012	11:00	122	2,4	-	0,8	0,3	-0,7	-
13.12.2012	11:00	129	-6,7	-	-8,0	-8,5	-11,4	-
20.12.2012	11:00	136	-7,1	-9,7	-7,5	-8,9	-12,1	-
25.3.2013	11:00	231	-7,6	-	-	-	-	-5,2
12.6.2013	10:00	310	1,2	-	-	-	-	-
3.3.2014	14:00	574	0,5	1,0	-0,1	-1,4	-4,5	-

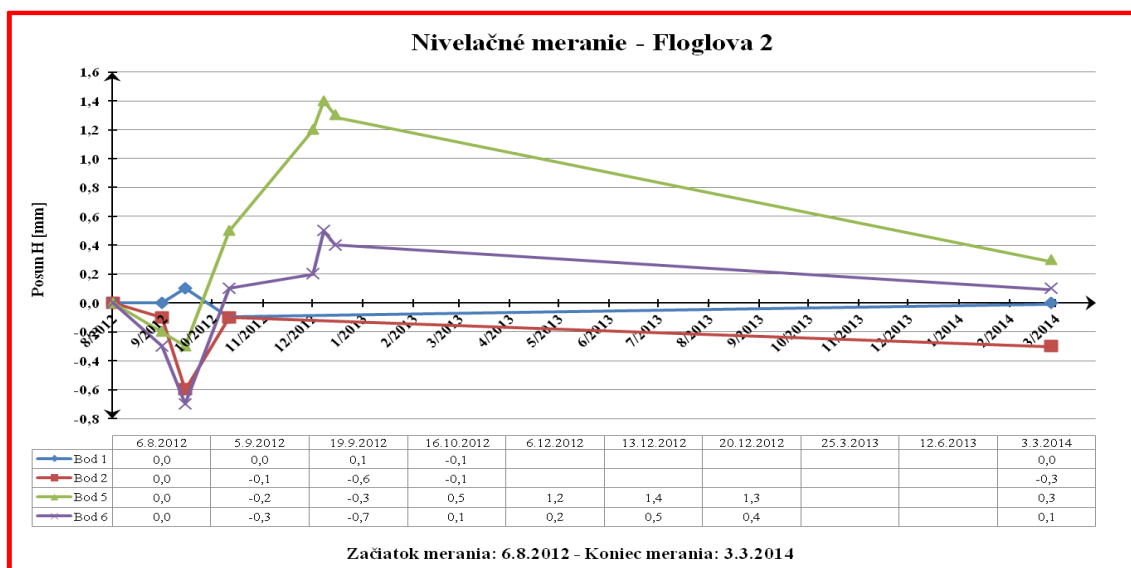
Tab. 3.4 – Nivelačné body 20 až 25

Dátum	Čas	Počet dní od	Bod 20	Bod 21	Bod 22	Bod 23	Bod 24	Bod 25
merania	merania	6.8.2012	δH [mm]	δH [mm]	δH [mm]	δH [mm]	δH [mm]	δH [mm]
6.8.2012	11:00	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5.9.2012	9:00	30	-0,1	0,0	-0,1	-1,3	-0,2	-0,2
19.9.2012	10:00	44	-0,1	0,0	-0,4	-1,5	-0,7	-0,6
16.10.2012	13:00	71	2,1	0,8	0,0	-0,7	-0,5	-0,2
6.12.2012	11:00	122	-1,0	-2,1	-	-	-	-
13.12.2012	11:00	129	-0,8	-1,8	-	-	-	-
20.12.2012	11:00	136	-0,9	-1,5	-	-	-	-
25.3.2013	11:00	231	-2,4	-3,1	-	-	-	-
12.6.2013	10:00	310	1,9	1,0	-	-	-	-
3.3.2014	14:00	574	0,3	0,7	0,0	-0,8	-0,9	-1,1

Tab. 3.5 – Nivelačné body 25 až 31

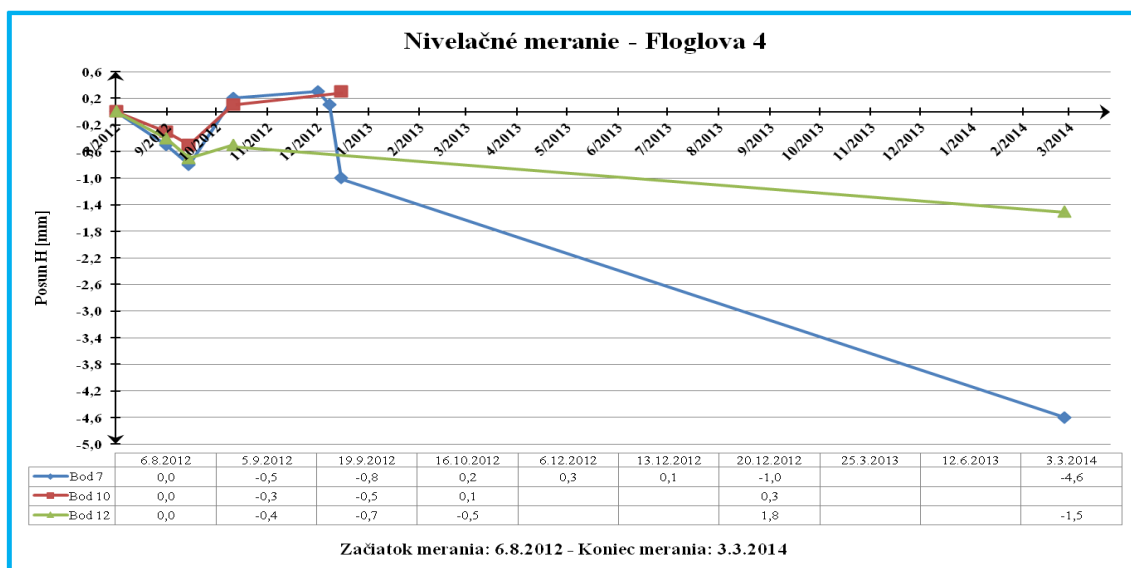
Dátum	Čas	Počet dní od	Bod 26	Bod 27	Bod 28	Bod 29	Bod 30	Bod 31
merania	merania	6.8.2012	δH [mm]	δH [mm]	δH [mm]	δH [mm]	δH [mm]	δH [mm]
6.8.2012	11:00	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5.9.2012	9:00	30	-0,2	-0,4	0,0	-0,3	-0,4	-0,4
19.9.2012	10:00	44	-0,6	-0,7	0,6	-0,6	-1,1	-0,7
16.10.2012	13:00	71	0,5	0,3	2,0	-1,0	-1,5	-1,1
6.12.2012	11:00	122	7,4	4,8	8,7	3,0	6,2	1,4
13.12.2012	11:00	129	6,7	2,8	6,1	1,6	5,1	0,1
20.12.2012	11:00	136	7,1	3,5	7,8	1,7	5,0	0,4
25.3.2013	11:00	231	-	3,9	7,8	3,9	-	-
12.6.2013	10:00	310	-	1,0	1,6	0,0	-	-
3.3.2014	14:00	574	2,7	-0,1	1,0	-0,9	-0,4	-0,3

Hodnoty v tabuľkách sú usporiadané podľa príslušného dňa, kedy bolo meranie vykonané, pričom záporné hodnoty predstavujú pokles monitorovaného objektu a naopak, kladné hodnoty predstavujú jeho zdvih. Pre lepšiu prehľadnosť zaznamenaných zmien sú vytvorené časové priebehy zvislých deformácií (graf 3.1 až graf 4.7). Grafy sú farebne rozdelené podľa objektov.



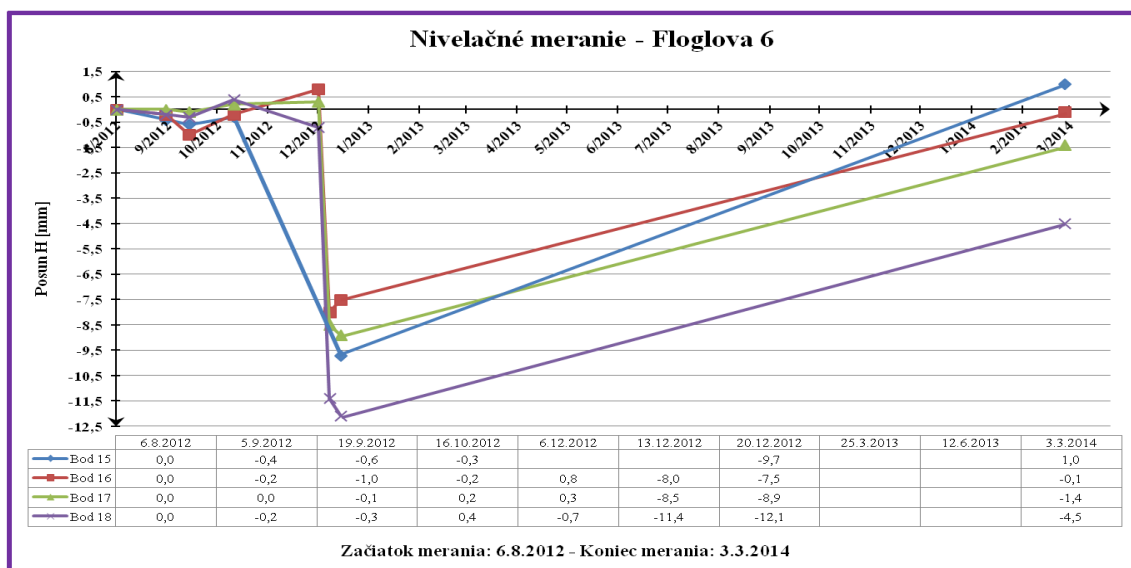
Graf 3.1 – Časový priebeh nameraných hodnôt pretvorenia na objekte Floglova 2

Na základe grafického znázornenia je očividné, že v bodoch na objekte Floglova 2 sa počas výstavby nezaznamenali výrazné zmeny oproti pôvodnému stavu. Najväčšie deformácie sa namerali v decembri 2012, kedy hodnota zdvihu v bode 5 dosiahla 1,4 mm a v septembri 2012, kedy pokles v bode 6 dosiahol hodnotu 0,7 mm. Meraním v marci 2014 sa preukázalo ustálenie pohybu deformácií a ich návrat na hodnoty blízke pôvodnému stavu.



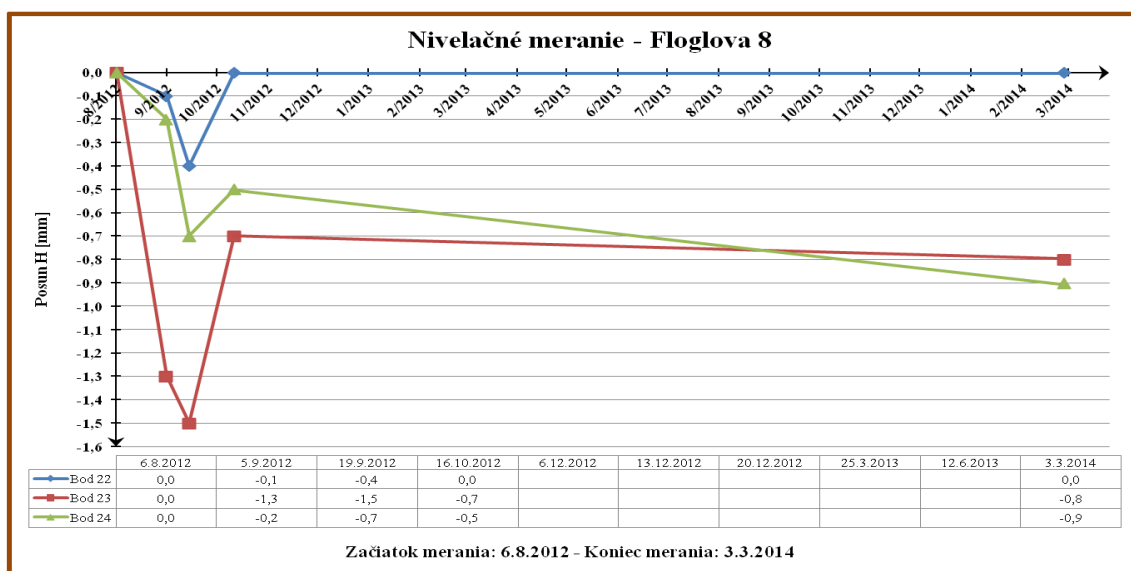
Graf 3.2 – Časový priebeh nameraných hodnôt pretvorenia na objekte Floglova 4

Vývoj deformácií v bodoch na Floglovej 4 bol pomerne konštantný počas celého výstavbového procesu nového objektu. Väčšia zmena posunov nastala až v priebehu samotného užívania stavebného diela, kedy pokles v bode 7 dosiahol hodnotu 4,6 mm. Nakoľko boli body počas vykonaných meraní často neprístupné, nie je možné s určitosťou konštatovať, či sa jedná o rozvoj alebo ustálenie deformácií.



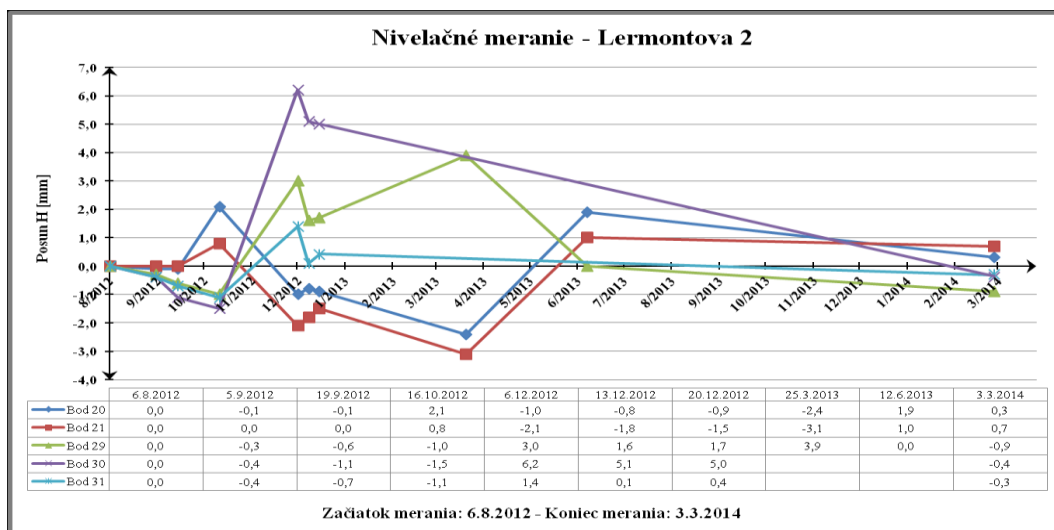
Graf 3.3 – Časový priebeh nameraných hodnôt pretvorenia na objekte Floglova 6

Z grafu 3.3 je zreteľné, že deformácie na objekte Floglova 6 mali premenlivý charakter. Na začiatku meraní boli posuny zanedbateľne malé s maximálnymi hodnotami do 1 mm, avšak na konci roka 2012 sa hodnoty meranej veličiny rapídne zmenili. Zaznamenané poklesy v miestach objektu dosahovali hodnoty 8 až 12,1 mm, pričom najväčšie z nich prebehli v bode 18, ktorý sa nachádzal v najbližšej vzdialenosti k realizovanej stavebnej jame. Na základe posledného kontrolného merania je badateľné ustálenie pohybu a návrat zmien k pôvodnému stavu.



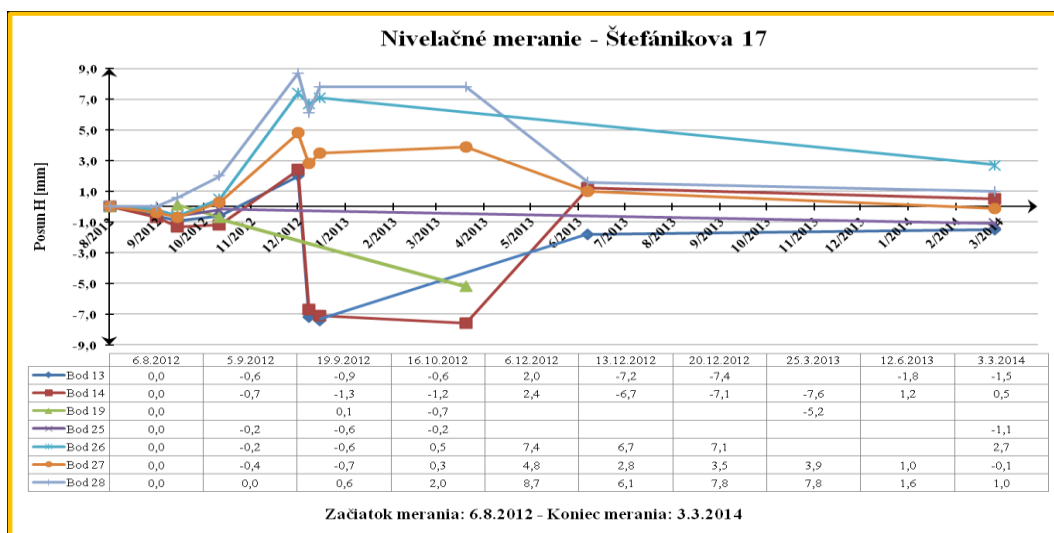
Graf 3.4 – Časový priebeh nameraných hodnôt pretvorenia na objekte Floglova 8

Body na objekte Floglova 8 boli od stavebnej jamy vzdialené najviac, preto nedošlo k výrazným zmenám stavu napätosti v podlaží vplyvom stavebných činností. Najväčší pokles budovy sa zaznamenal v septembri 2012 na bode 23 s veľkosťou 1,5 mm. Následne sa deformácie začali ustáľovať a nadobúdať nulové hodnoty.



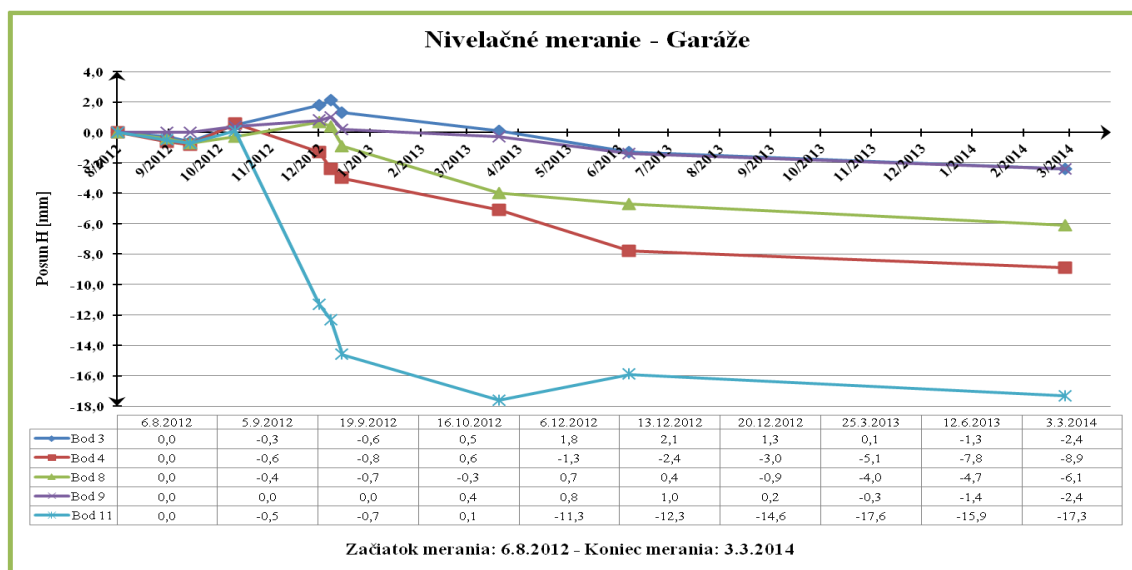
Graf 3.5 – Časový priebeh nameraných hodnôt pretvorenia na objekte Lermontova 2.

Vývoj zvislých pretvorení na objekte Lermontova 2 bol počas stavebných činností veľmi premenlivý. Do decembra 2012 boli hodnoty zvislých deformácií pomerne konštantné, následne sa však začali prejavovať zvýšené zmeny stavu napätosti, čo viedlo k nárastu deformácií. Najväčšie poklesy s hodnotami 2,4 až 3,1 mm sa zaznamenali na bodoch 20 a 21, ktoré sa nachádzali v blízkosti realizovaného výkopu. Naopak, najväčší zdvih s hodnotou 6,2 mm sa namerál na bode 30, ktorý bol umiestnený v najväčšej vzdialenosti od stavebnej jamy. V závislosti od výsledkov z dvoch posledných meraní je očividná tendencia pomalého návratu do pôvodných polôh.



Graf 3.6 – Časový priebeh nameraných hodnôt pretvorenia na objektoch Štefánikova 17

Budovy Štefánikovej 17 sa nachádzali v bezprostrednej blízkosti stavebnej jamy. Zvislé pretvorenia v tejto lokalite mali meniaci sa charakter. Rovnako, ako v ostatných prípadoch monitorovaných objektov, aj tu sa hodnoty deformácií začali meniť až v dôsledku stavebných aktivít v hĺbenom výkope. Najväčšie poklesy v rozsahu hodnôt od 5,2 do 7,6 mm boli zaznamenané v bodoch 13, 14 a 19, ktoré boli umiestnené na bližšej strane voči stavebnej jame. Najväčší zdvih s hodnotou 8,7 mm sa namerál na bode 28. V polovici roka 2013 sa postupne začali zmeny zvislých deformácií ustáľovať a nadobúdať pôvodné hodnoty.



Graf 3.7 – Časový priebeh nameraných hodnôt pretvorenia na objekte Garáží

Nakoľko sa objekt garáží nachádzal v bezprostrednej blízkosti realizovaného výkopu, v miestach monitorovaných bodov sa preto očakávali najväčšie zvislé pretvorenia. Počas prvých štyroch kontrolných meraní boli zmeny deformácií bezvýznamné, avšak výrazne zmeny poklesov nastali v decembri 2012, podobne ako v prípadoch na Floglovej ulici. Keďže poloha bodov 4 a 11 bola na kontakte so stavebnou jamou, hodnoty poklesov v týchto miestach výrazne prevyšovali merané hodnoty na ostatných bodoch. V priebehu troch mesiacov bol na bode 11 zreteľný nárast deformácií z 0,7 mm až na 17,6 mm. Táto hodnota bola zároveň najvyššou nameranou hodnotou zvislého pretvorenia v rámci geotechnického monitoringu na stavbe. Na ostatných bodoch boli zaznamenané poklesy v rozmedzí 0,3 až 7,8 mm, čo neboli hodnoty, ktoré by mohli zreteľne ohroziť priebeh stavebných činností na novostavbe. Na základe výsledkov z posledných dvoch meraní bolo možné predpokladať vo všetkých bodoch pomalé ustálenie zmien deformácií.

3.2.2 Meranie šírky trhlín

Meranie šírky závažných trhlín na objektoch sa vykonávalo prostredníctvom dilatometrických prístrojov. Deformetrické body boli rozmiestnené v rizikových miestach, kde sa očakávali najväčšie odozvy stavebnej činnosti (obr. 3.1). Kontrolou sa zaznamenávali zmeny hodnôt veľkosti deformácií v závislosti od času. Merania trhlín na objektoch sa uskutočnili zároveň s meraním poklesov objektov a uhlov náklonov pažiacich konštrukcií. Dokopy bolo realizovaných 14 meraní, počas ktorých sa okrem deformácií vždy zaznamenala aj teplota vzduchu prostredia, v ktorom sa kontrola vykonávala. V nasledujúcej tabuľke (tab. 3.6) sú zdokumentované hodnoty pretvorenia v príslušných bodoch, ktoré sa monitorovali v procese výstavby aj po jej dokončení. Body sú farebne rozlíšené podľa objektov, na ktorých sa nachádzali.

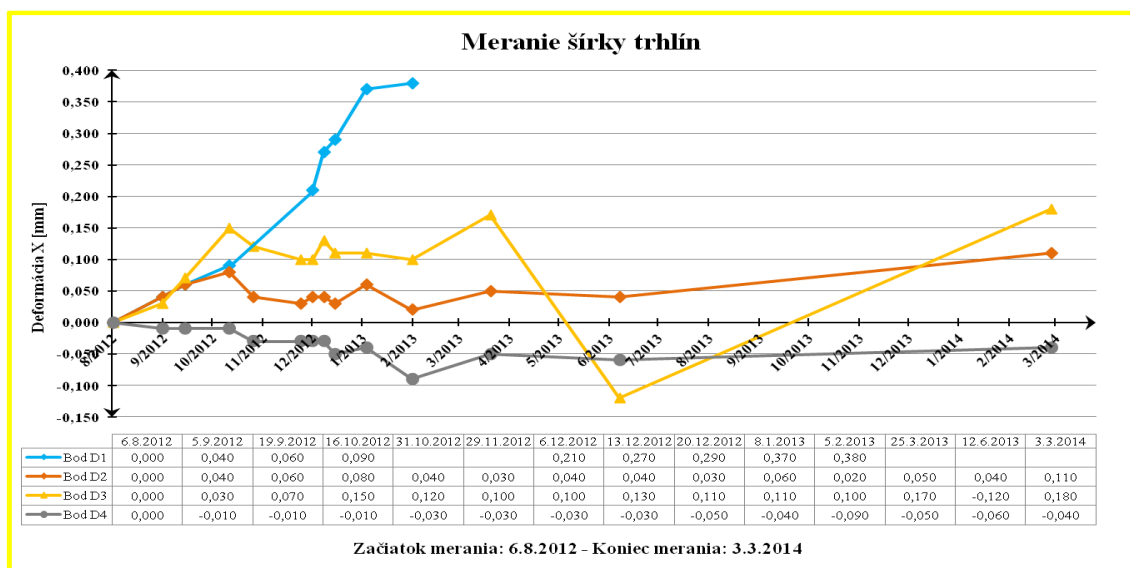
Legenda objektov:

Floglova 4	Štefánikova 17/1
Štefánikova 17/2	Lermontova 2

Tab. 3.6 – Deformetrické body D1 až D4

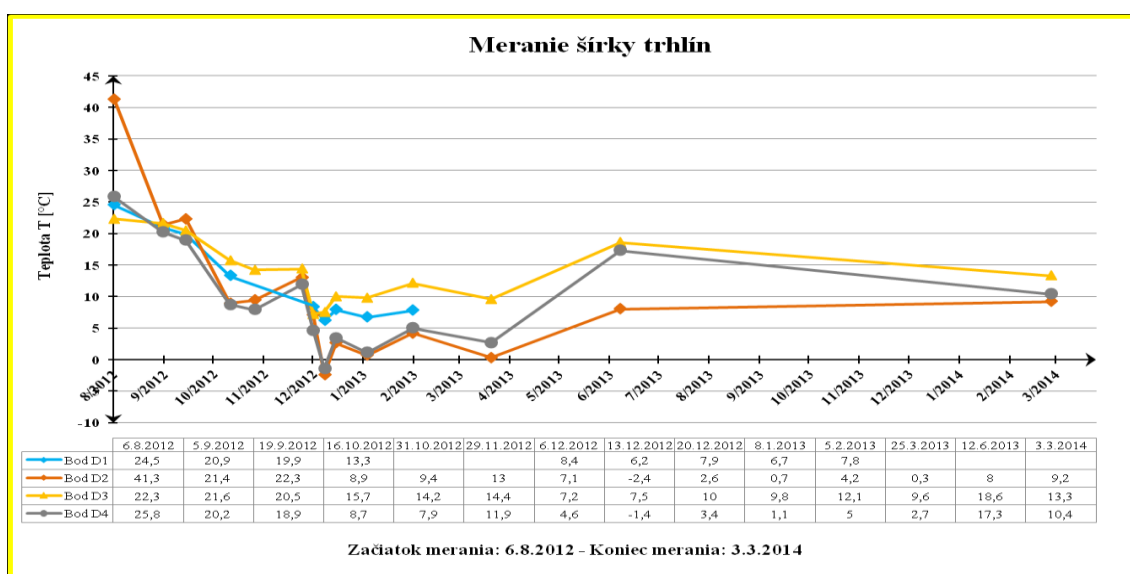
Dátum	Čas	BOD D1		BOD D2		BOD D3		BOD D4	
		δX [mm]	T [°C]	δX [mm]	T [°C]	δX [mm]	T [°C]	δX [mm]	T [°C]
merania	merania								
6.8.2012	11:00	0,000	24,5	0,000	41,3	0,000	22,3	0,000	25,8
5.9.2012	9:00	0,040	20,9	0,040	21,4	0,030	21,6	-0,010	20,2
19.9.2012	10:00	0,060	19,9	0,060	22,3	0,070	20,5	-0,010	18,9
16.10.2012	13:00	0,090	13,3	0,080	8,9	0,150	15,7	-0,010	8,7
31.10.2012	13:00	-	-	0,040	9,4	0,120	14,2	-0,030	7,9
29.11.2012	10:00	-	-	0,030	13	0,100	14,4	-0,030	11,9
6.12.2012	11:00	0,210	8,4	0,040	7,1	0,100	7,2	-0,030	4,6
13.12.2012	11:00	0,270	6,2	0,040	-2,4	0,130	7,5	-0,030	-1,4
20.12.2012	11:00	0,290	7,9	0,030	2,6	0,110	10	-0,050	3,4
8.1.2013	10:00	0,370	6,7	0,060	0,7	0,110	9,8	-0,040	1,1
5.2.2013	11:00	0,380	7,8	0,020	4,2	0,100	12,1	-0,090	5
25.3.2013	11:00	-	-	0,050	0,3	0,170	9,6	-0,050	2,7
12.6.2013	10:00	-	-	0,040	8	-0,120	18,6	-0,060	17,3
3.3.2014	14:00	-	-	0,110	9,2	0,180	13,3	-0,040	10,4

Hodnoty v tabuľkách sú usporiadané v časovej následnosti podľa dňa, v ktorom bolo meranie vykonané. Záporné hodnoty predstavujú zúženie a kladné hodnoty zas rozšírenie závažných trhlín na objektoch. Vytvorené grafy 3.8 a 3.9 graficky znázorňujú priebeh nameraných hodnôt deformácií a teplôt na jednotlivých bodoch v závislosti na čase.



Graf 3.8 – Časový priebeh nameraných širok trhlín na monitorovaných objektoch

Vývoj zmien širok trhlín na monitorovaných budovách bol pomerne stály. Na deformetrickom bode D4 na Lermontovej 2 sa zaznamenali v priebehu výstavby a po jej dokončení iba zúženia pôvodného stavu trhliny, pričom najväčšia hodnota dosahovala -0,090 mm. Zmeny deformácií na bode D2 boli približne konštantné v rozsahu hodnôt od 0,020 do 0,110 mm. Najviac ovplyvnené boli body D1 a D3, nakoľko sa nachádzali na miestach v kontakte so stavebnou jamou. Na deformetrickom bode D1, umiestnenom na objekte Floglova 4, mali zmeny šírky deformácií rastúcu tendenciu s maximálnou hodnotou 0,380 mm. Pretvorenie šírky trhliny na bode D3 malo zo začiatku stagnujúci charakter, neskôr však došlo k rozšíreniu pôvodného stavu trhliny na hodnotu 0,170 mm. V rámci nasledujúcich troch mesiacov sa trhlina zúžila o 0,290 mm a nadobudla hodnotu -0,120 mm. Posledné meranie preukázalo opätovné rozšírenie trhliny na tomto mieste na hodnotu 0,180 mm.



Graf 3.9 – Časový priebeh nameraných teplôt počas kontrolných dní

3.2.3 *Meranie náklonov*

Meranie uhlov náklonov pažiacich konštrukcií prebiehalo prostredníctvom náklonomerov. Náklonomerné body boli umiestnené v miestach, kde sa predpokladali zväčšené deformácie, a kde bolo možné včas reagovať na odozvy stavebnej činnosti, aby nedošlo k ohrozeniu života pracovníkov na stavenisku (obr. 3.1). Kontrolou sa zaznamenávali zmeny hodnôt uhlov náklonov v závislosti od času. Uskutočnilo sa 14 meraní, v priebehu ktorých sa okrem vzniknutých pretvorení na pažiacich konštrukciách zaznamenala aj teplota vzduchu prostredia, v ktorom sa meranie vykonávalo. V nasledujúcej tabuľke (tab. 3.7) sú zdokumentované hodnoty deformácií v príslušných bodoch, ktoré sa zaznamenali v procese výstavby a užívania stavebného diela. Body sú farebne rozlíšené v závislosti od objektov, na ktorých sa nachádzali.

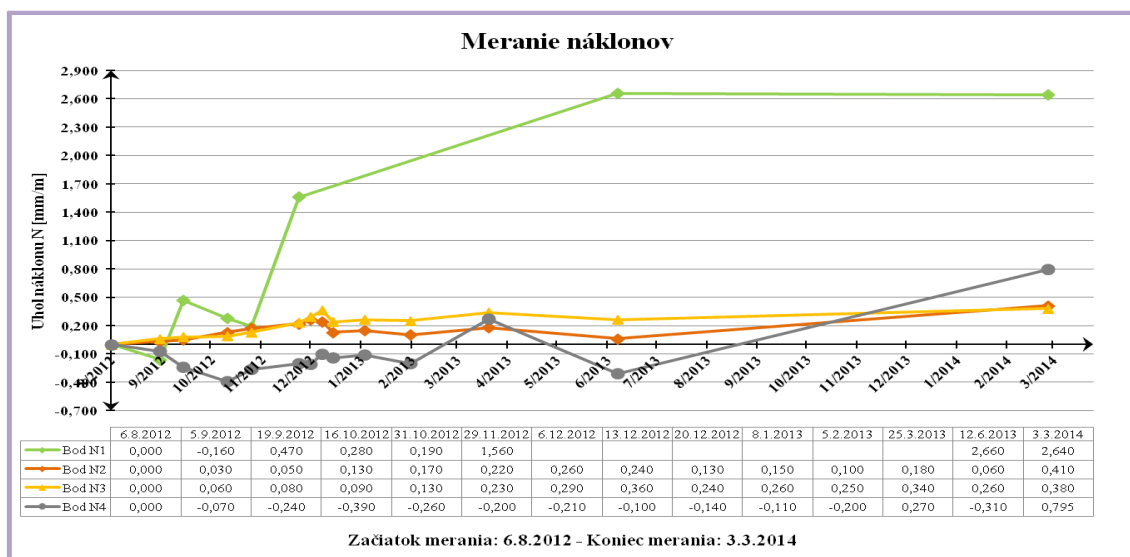
Legenda objektov:

Garáže	Štefánikova 17/1
Štefánikova 17/2	Lermontova 2

Tab. 3.7 – Náklonomerné body N1 až N4

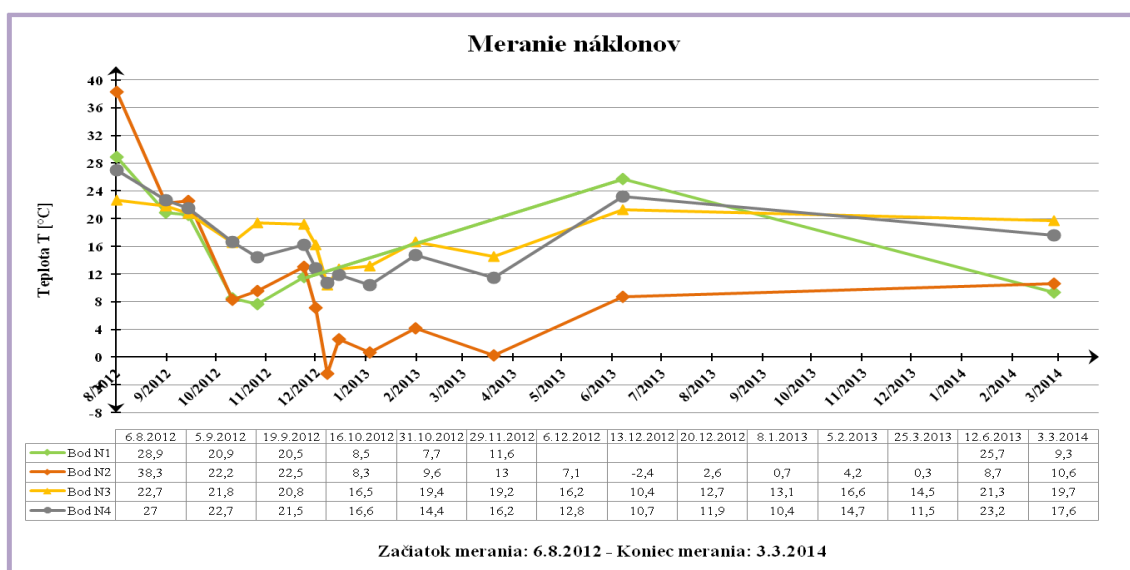
Dátum	Čas	BOD N1		BOD N2		BOD N3		BOD N4	
		δN [mm/m]	T [°C]	δN [mm/m]	T [°C]	δN [mm/m]	T [°C]	δN [mm/m]	T [°C]
6.8.2012	11:00	0,000	28,9	0,000	38,3	0,000	22,7	0,000	27
5.9.2012	9:00	-0,160	20,9	0,030	22,2	0,060	21,8	-0,070	22,7
19.9.2012	10:00	0,470	20,5	0,050	22,5	0,080	20,8	-0,240	21,5
16.10.2012	13:00	0,280	8,5	0,130	8,3	0,090	16,5	-0,390	16,6
31.10.2012	13:00	0,190	7,7	0,170	9,6	0,130	19,4	-0,260	14,4
29.11.2012	10:00	1,560	11,6	0,220	13	0,230	19,2	-0,200	16,2
6.12.2012	11:00	-	-	0,260	7,1	0,290	16,2	-0,210	12,8
13.12.2012	11:00	-	-	0,240	-2,4	0,360	10,4	-0,100	10,7
20.12.2012	11:00	-	-	0,130	2,6	0,240	12,7	-0,140	11,9
8.1.2013	10:00	-	-	0,150	0,7	0,260	13,1	-0,110	10,4
5.2.2013	11:00	-	-	0,100	4,2	0,250	16,6	-0,200	14,7
25.3.2013	11:00	-	-	0,180	0,3	0,340	14,5	0,270	11,5
12.6.2013	10:00	2,660	25,7	0,060	8,7	0,260	21,3	-0,310	23,2
3.3.2014	14:00	2,640	9,3	0,410	10,6	0,380	19,7	0,795	17,6

Hodnoty v tabuľkách sú usporiadané vzostupne podľa dňa, v ktorom bolo meranie vykonané. Záporné hodnoty vyjadrujú náklon pažiackej konštrukcie v smere od stavebnej jamy a kladné hodnoty zas náklon pažiackej konštrukcie v smere do jamy. Pre lepšiu prehľadnosť zaznamenaných zmien deformácií a teplôt na jednotlivých bodoch sú vytvorené časové priebehy náklonov (graf 3.10 až graf 3.11).

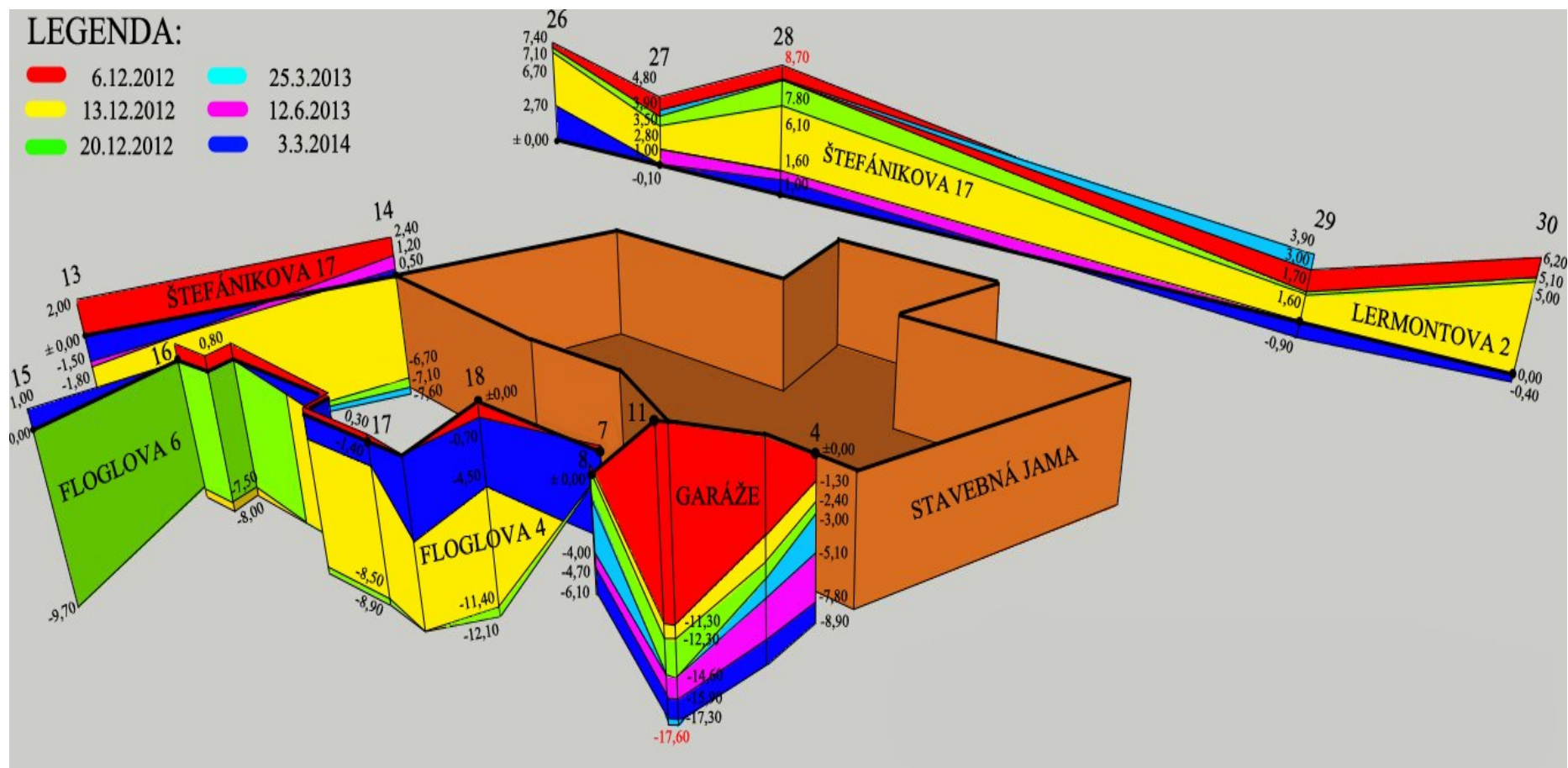


Graf 3.10 – Časový priebeh nameraných uhlov náklonov na pažiach konštrukcií

Časový vývoj náklonov na bodoch N2 a N3 mal ustálený charakter. Ich pôsobenie bolo výhradne v smere do stavebnej jamy, pričom sa ich hodnoty pohybovali v rozmedzí 0,030 až 0,410 mm/m. V bode N4 na Lermontovej 2 sa zaznamenali v procese monitoringu náklony prevažne v smere od stavebnej jamy. Ich povaha mala postupne meniacu sa tendenciu, keď z hodnoty -0,200 mm/m sa sklon pažiacej konštrukcie dostal na hodnotu 0,270 mm/m. Následne sa počas troch mesiacov priebeh opäť zmenil a hodnota deformácie smerom od jamy dosiahla -0,370 mm/m. Posledným meraním sa zistil opakovaný nárast veľkosti náklonu smerom k stavbe približne o 1,2 mm/m za pol roka. Monitorovaný bod N1 sa nachádzal pri budove garáží v bezprostrednej blízkosti ku hĺbenému výkopu, kde boli zmeny stavu napätosti najväčšie. Pretvorenia pažiach konštrukcií v tomto mieste mali rastúci charakter v smere do stavebnej jamy, keď sa z hodnoty 0,280 mm/m vyšplhali na hodnotu 2,660 mm/m. Na základe posledného merania je viditeľné ustálenie pohybu zmien náklonov na všetkých monitorovaných bodoch.



Graf 3.11 – Časový priebeh nameraných teplôt počas kontrolných dní



Obr. 3.2 – Axonometria stavebnej jamy a časový priebeh deformácií v najviac deformovaných bodoch

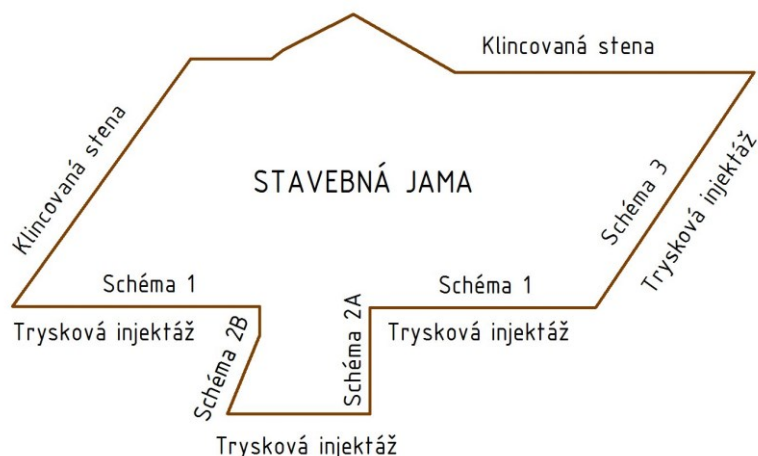
Na obrázku 3.1, ktorý je uvedený na začiatku tejto kapitoly, je zobrazená poloha všetkých bodov monitorovaných v rámci kontrolnej činnosti na stavbe, pričom body z nivelačného merania sú farebne odlišené v závislosti na veľkosti meraných deformácií. Na obrázku 3.2 je graficky znázornená axonometria stavebnej jamy spolu s priebehmi zvislých posunov na bodoch okolitej zástavby. Ide o nivelačné body, v ktorých sa zaznamenali poklesy a zdvihy väčšie ako 4 mm. Nakoľko monitorované body neboli vždy prístupné a hodnoty posunov sa často nedali odmerať, sú priebehy deformácií vytvorené len zo šiestich meraní, kedy bol k dispozícii najväčší počet prístupných bodov. V ľavom hornom rohu je uvedená legenda dátumov, ktoré sú farebne rozlíšené podľa dňa, v ktorom bolo meranie uskutočnené. V prvom meraní 6.12.2012 sa na monitorovaných bodoch zistili najmä zdvihy podlažia v rozmedzí hodnôt 0,30 až 7,40 mm, najväčší zdvih 8,70 mm nastal na bode 28, umiestnenom v blízkosti cestnej komunikácie, čo bol zároveň najväčší zaznamenaný zdvih v priebehu celej kontrolnej činnosti. Najväčší pokles s hodnotou 11,30 mm nastal na bode 11 na objekte garáží. V dobe druhého merania, dňa 13.12.2012, mal stavebný proces veľký vplyv na podlažie budov na Floglovej ulici, kde sa zaznamenali výrazne zmeny sadnutia v hodnotách od 6,70 mm (bod 14) do 11,40 mm (bod 18). Na bode 11 bolo sadnutie opäť najväčšie s veľkosťou 12,30 mm. Výsledky z tretieho merania boli veľmi podobné hodnotám z predchádzajúceho merania, nakoľko závažnejšie zmeny pretvorení nenastali. Meraním dňa 25.3.2012 sa zaznamenali najväčšie zvislé deformácie na bodoch 11, 14 a 29, pričom pokles 17,6 mm na bode 11 bol súčasne aj najväčším nameraným poklesom celého monitoringu na stavbe. Na základe výsledkov z predposledného merania je viditeľná tendencia ustálenia pohybu zmien a postupný návrat na pôvodné hodnoty v bodoch 27, 28 a 29. V priebehu posledného merania, dňa 3.3.2014, boli zaznamenané ustálenia zmien deformácií v bodoch na Štefánikovej, Lermontovej a Floglovej ulici. Naopak, vysoké hodnoty poklesov sa opäť namerali v bodoch 4, 8 a 11, kde dosiahli veľkosti 6,10 až 17,30 mm.

4. Hodnotenie použitých systémov zabezpečenia stability stavebnej jamy na Štefánikovej ulici programom GEO5

Posúdenie efektívnosti návrhu projektu z hľadiska zaistenia ochrany stavebnej jamy na Štefánikovej ulici sa vykonalo prostredníctvom výpočtového programu GEO5 v18, pričom sa vychádzalo zo vstupných údajov, uvedených v projektovej dokumentácii (statický výpočet). Výpočet zahŕňal statické overenie navrhutej technológie pažiacich konštrukcií, ktoré boli použité v stavebnej jame. Na posúdenie stability stĺpov tryskovej injektáže s kotvami bolo nutné použiť dva výpočtové moduly („Pažení posudek“ a „Piloty“), nakoľko stĺpy plnili funkciu paženia, ale i podopretia základov susedných budov. Stena stabilizovaná zemnými klincami v kombinácii so striekaným betónom bola posúdená cez výpočtový modul „Hřebíkové svahy“. Okrem samotného výpočtu návrhu zrealizovaného zaistenia stability stien výkopu (návrh A), bol v rámci diplomovej práce vytvorený a posúdený variant tohto riešenia (návrh B).

4.1 Trysková injektáž s kotevným systémom

Použitá technológia tryskovej injektáže sa rozdelila v závislosti od výšky pažiacej steny a počtu radov použitých zemných kotiev do štyroch schém (obr. 4.1), pričom sa každá schéma overila samostatne.



Obr. 4.1 – Rozmiestnenie schém tryskovej injektáže v stavebnej jame

Aby bolo možné vykonať posúdenie pažiacej konštrukcie z hľadiska jej stability a únosnosti, bolo nutné do výpočtových modulov zadať vstupné dáta. Tie sa zvolili na základe poskytnutých podkladov z realizovaného projektu. Ako prvé sa museli nastaviť metódy výpočtu, vložili sa fyzikálno-mechanické vlastnosti zemín, navolila sa geologická skladba podložia spolu s úrovňou hladiny podzemnej vody, vybral sa typ modulu reakcie podložia, zadali sa veľkosti pôsobiacich zaťažení a určili sa parametre pažiacej steny.

Okrem týchto údajov do výpočtu vstupovali aj rozmery s polohou zemných kotiev a ich osová vzdialenosť. Výpočet veľkosti bočných tlakov zeminy, vnútorných síl a deformácií na pažiacej konštrukcii sa vykonal metódou závislých tlakov. Pri výpočte zvislej únosnosti stĺpov z tryskovej injektáže sa využila metóda medzných stavov. Statické výpočty pažiacej konštrukcie z hľadiska jej stability a zvislej únosnosti pre oba návrhy sú uvedené v prílohe č. 4 až 7.

▪ Nastavenie výpočtu

Metodika posúdenia navrhutej technológie bola zvolená podľa EN 1997-1, ktorý obsahuje tri návrhové prístupy. Prístupy sa od seba odlišujú čiastkovými súčiniteľmi, ktoré vstupujú do výpočtu a upravujú charakteristické hodnoty zaťaženia, materiálu a odporu zemín.

V návrhovom prístupe 1 sa overenie vykonáva na dvoch súboroch súčiniteľov (kombinácia 1 a kombinácia 2), ktoré sú použité v dvoch oddelených výpočtoch. Súčiniteľmi sa redukuje pôsobiace zaťaženie a materiál zemín. Druhý návrhový prístup aplikuje čiastkové súčinitele na zaťaženie a odpor materiálu zemín. Posledný návrhový prístup aplikuje súčinitele na zaťaženie a materiál zemín, pričom rozoznáva zaťaženie geotechnické a konštrukčné. Pri výpočte paženej steny sa použili všetky tri návrhové prístupy, pričom sa na základe výsledkov vybral ten, počas ktorého boli hodnoty najkritickejšie.

V rámci nastavenia výpočtu bolo nutné zvoliť návrhovú situáciu. Pri posúdení paženia sa vybrala dočasná fáza budovania, nakoľko horizontálne sily pôsobiace do stĺpov tryskovej injektáže neskôr preberal stropný systém podzemných priestorov (tab. 4.1). Vo výpočte únosnosti podporného systému sa zvolila trvalá fáza, pretože vytvorené piliere prúdovej injektáže aj po ukončení výstavby podchytávali základy susedných budov (tab. 4.2).

Tab. 4.1 – Nastavenie výpočtu modulu „Pažení posudek“

Celkové nastavenie výpočtu:
Výpočet aktívneho tlaku : Coulomb (ČSN 730037)
Počet delenia steny na konečné prvky : 20
Výpočet pasívneho tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
Nastavenie výpočtu fázy:
Metodika posúdenia: výpočet podľa EN1997
Návrhová situácia: dočasná
Návrhový prístup: 3 - redukcia zaťaženia GEO, STR a materiálu

Tab. 4.2 – Nastavenie výpočtu modulu „Piloty“

Celkové nastavenie výpočtu:
Výpočet pre odvodené podmienky: ČSN 73 1002
Výpočet zvislej únosnosti: Analytické riešenie
Výpočet zvislej únosnosti: Pružný polpriestor
Nastavenie výpočtu fázy:
Metodika posúdenia: výpočet podľa EN1997
Návrhová situácia: trvalá
Návrhový prístup: 2 - redukcia zaťaženia a odporu zemín

▪ Fyzikálno-mechanické vlastnosti zemín a geologická skladba podložia

Na základe podrobného prieskumu boli vytvorené geologické profily podložia stavebnej jamy, ktoré vstupovali do výpočtu. Geologickú skladbu podložia tvorili na povrchu polohy stredne plastického ílu o mocnosti 0,15 až 1,00 m, nižšie sa nachádzali kvartérne zle zrnené štrkovité zeminy. Ich fyzikálne vlastnosti a deformačné charakteristiky sú uvedené v tab. 4.3. Hladina podzemnej vody bola v úrovni 4,75 až 6,05 m pod terénom.

Tab. 4.3 – Fyzikálno-mechanické vlastnosti zadávaných zemín

	γ [kNm ⁻³]	γ_{sat} [kNm ⁻³]	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	ν [-]	E_{def} [MPa]
CL	21,00	21,50	18,00	10,00	0,40	5,00
GP	20,00	22,00	35,00	0,00	0,20	100,00

▪ Parametre pažiacich prvkov

Vstupné parametre pažiacich prvkov boli zadávané do oboch výpočtových modulov rovnaké. Pôvodný návrh A vychádzal z riešenia, kde tryskané telesá mali priemer 800 až 1200 mm a ich osová vzdialenosť bola 0,70 m. V novom návrhu B sa uvažovalo s priemerom telesa 600 až 1000 mm a osovou vzdialenosťou 0,50 m. Dĺžka stĺpov tryskovej injecktáže bola odlišná v závislosti od ich polohy rozmiestnenia v stavebnej jame (tab. 4.4).

Tab. 4.4 – Dĺžka stĺpov tryskovej injecktáže na základe ich rozmiestnenia

	Schéma 1	Schéma 2A	Schéma 2B	Schéma 3
Dĺžka pažiacej konštrukcie [m]	5,75	6,28	7,28	6,60

Pretože výpočtový modul „Pažení posudek“ nezahrňa voľbu pažiacej konštrukcie, ktorej by sa prierezová plocha po dĺžke zväčšovala, bol zvolený typ konštrukcie v oboch návrhoch, ako nevystužená pilótová stena s konštantným prierezom po celej jej dĺžke.

Súčasťou posúdenia návrhov z hľadiska ich stability bol kotevný systém, pozostávajúci z jedného radu kotiev (schéma 1) alebo dvoch radov kotiev (ostatné schémy). Pri oboch riešeníach sa uvažoval uhol sklonu kotiev 30° a ich vzájomná osová vzdialenosť 3 m. Pri variante návrhu sa dĺžky kotiev volili čo najhospodárnejšie, no zároveň tak, aby spĺňali požadovanú stabilizačnú funkciu (tab. 4.5 a tab. 4.6). Nakoľko výpočet pretvorenia pažiacej konštrukcie v module „Pažení posudek“ závisí len od veľkosti sily pôsobiacej v tiahle, a nie od jeho rozmerov, bolo potrebné overiť únosnosť navrhnutých kotiev (príloha č. 8 a 9).

Tab. 4.5 – Zmena parametrov 1. kotevnej úrovne

	Hĺbka [m]		Voľná dĺžka [m]		Dĺžka koreňa [m]		Osová vzdialenosť [m]	
	Návrh A	Návrh B	Návrh A	Návrh B	Návrh A	Návrh B	Návrh A	Návrh B
1	1,55	1,55	4,50	3,00	4,00	4,00	3,00	3,00
2A	0,70	0,70	5,00	4,50	4,00	4,00	3,00	3,00
2B	0,70	0,70	5,00	5,00	4,00	4,00	3,00	3,00
3	0,50	0,50	6,00	5,50	4,00	4,00	3,00	3,00

Tab. 4.6 – Zmena parametrov 2. kotevnej úrovne

	Hĺbka [m]		Voľná dĺžka [m]		Dĺžka koreňa [m]		Osová vzdialenosť [m]	
	Návrh A	Návrh B	Návrh A	Návrh B	Návrh A	Návrh B	Návrh A	Návrh B
1	-	-	-	-	-	-	3,00	3,00
2A	2,70	2,70	3,50	3,00	4,00	2,50	3,00	3,00
2B	2,70	2,70	3,50	3,50	4,00	3,50	3,00	3,00
3	3,00	3,00	3,50	3,50	4,50	3,50	3,00	3,00

▪ Zatťaženie

Keďže sa stavebná jama na Štefánikovej ulici nachádzala v mestskej prieluke a bola tiesnená okolitou zástavbou, museli byť do výpočtu zadefinované vonkajšie zaťaženia od susediacich budov. Veľkosť priťaženia okraju hĺbeného výkopu bola na všetkých úsekoch tryskovej injektáže zadaná ako $30,50 \text{ kNm}^{-2}$. Osové zaťaženie pôsobiace zo základov okolitých objektov sa menilo v závislosti na rozmeroch budov. Nakoľko bolo zaťaženie udávané v jednotkách na bežný meter $[\text{kN/m}]$, museli sa pôsobiace sily v oboch prípadoch prepočítat podľa adekvátnej osovej vzdialenosti (tab. 4.7).

Tab. 4.7 – Zvislé osovú zaťaženie zo susedných objektov do pažiacich konštrukcií

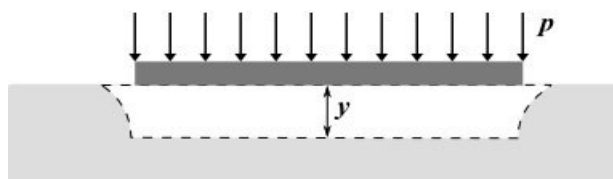
	Návrhové osovú zaťaženie [kN]		Úžitkové osovú zaťaženie [kN]	
	Návrh A	Návrh B	Návrh A	Návrh B
1	140,00	100,00	104,00	75,00
2A	157,50	112,50	117,00	84,00
2B	175,00	125,00	130,00	93,00
3	175,00	125,00	130,00	93,00

▪ Modul reakcie podložia

Modul reakcie podložia k_h je špecifický parameter, ktorý závisí od typu a tuhosti zeminy, od rozmerov zaťažovacej plochy a geometricko-mechanických faktorov. Obecné odpovedá tuhosti pružiny k vo winklerovom module, ktorý udáva vzťah medzi zaťažením tuhej dosky p a jej zatlačením do podložia y (obr. 4.2). [9]

Software GEO5 rozoznáva niekoľko spôsobov zadania modulu reakcie podložia:

- priebehom (pred a za pažiacou konštrukciou),
- ako parameter zeminy hodnotou,
- podľa CUR166,
- podľa Ménarda,
- podľa Chadeissona,
- podľa Schmitta,
- iteráciou.



Obr. 4.2 – Definícia modulu reakcie podložia

Zvolený druh výpočtu k_h bol prostredníctvom iterácií, ktoré ho počítajú na základe pretvárných charakteristík zemín (ν , E_{def} alebo E_{oed}). Postup výpočtu vychádza z predpokladu, že veľkosť deformácie pružného polpriestoru charakterizovaného deformačným modulom pretvárnosti E_{def} pri zmene napätosti odpovedajúcej zmene zemných tlakov, je rovnaká ako deformácia podzemnej steny. [9]

▪ Metóda závislých tlakov

Program posudzuje zadanú konštrukciu metódou závislých tlakov, ktorá si vyžaduje určenie modulu reakcie podložia k_h . Táto metóda vychádza z predpokladu, že zemina alebo hornina sa v okolí paženej steny chová ako ideálna pružnoplastická Winklerova hmota, ktorá je určená modulom reakcie podložia charakterizujúcim pružné pretvorenie a prekročením deformácií, pri ktorom by sa hmota správala ako ideálne plastická. [9]

Vlastný výpočet konštrukcie prebieha v iteračných cykloch na základe deformačnej metódy konečných prvkov, kde vnútorné sily, deformácie a modul reakcie podložia sú počítané v zadefinovaných uzloch.

Nemusíš, už to m

4.2 Klincovaná stena so striekaným betónom

Pri výpočte stabilizovania stien výkopu zemnými klincami so striekaným betónom sa postupovalo rovnakým spôsobom ako v predchádzajúcom prípade. Opäť sa ako prvé musela nastaviť metodika výpočtu a následne sa zadefinovali vstupné údaje z poskytnutej projektovej dokumentácie. Samotný výpočet posúdenia klincovanej steny vychádzal z teórie medzných stavov.

▪ Nastavenie výpočtu

Metodika posúdenia navrhutej technológie bola opäť zvolená podľa EN 1997-1 a návrhového prístupu č. 3. Návrhová situácia vo výpočtovom module „Hřebíkové svahy“ sa určila ako dočasná (tab. 4.8).

Tab. 4.8 – Nastavenie výpočtu modulu „Hřebíkové svahy“

Celkové nastavenie výpočtu:
Výpočet aktívneho tlaku : Coulomb (ČSN 730037)
Výpočet pasívneho tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
Tvar zemného klinu: počítať šikmý
Nastavenie výpočtu fázy:
Metodika posúdenia: výpočet podľa EN1997
Návrhová situácia: dočasná
Návrhový prístup: 3 - redukcia zaťaženia GEO, STR a materiálu

▪ Fyzikálno-mechanické vlastnosti zemín a geologická skladba podložia

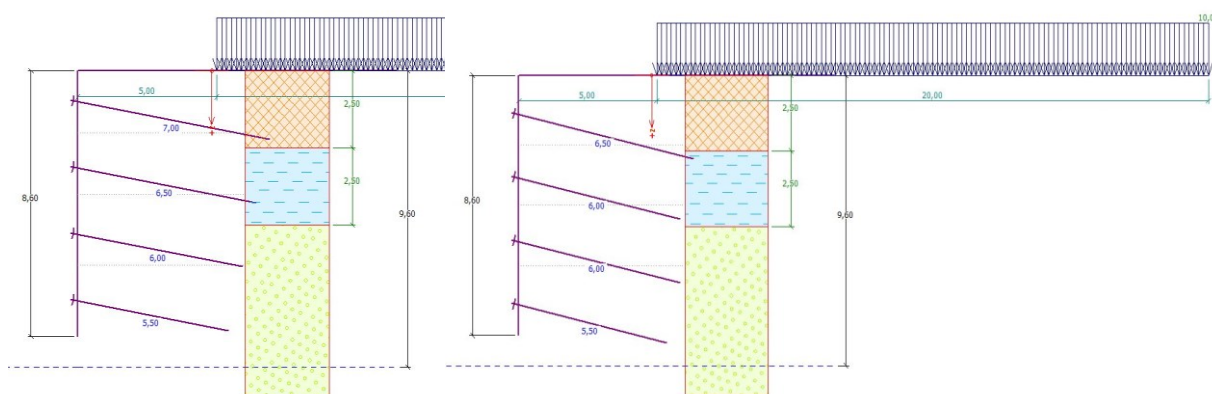
Geologický profil podložia tvorili na povrchu navážky siltu, piesku a štrku o mocnosti 2,50 m. V nižších polohách sa nachádzala vrstva ílu s mocnosťou približne 2,50 m a pod ňou kvartérne štrky. Ich fyzikálno-deformačné charakteristiky sú uvedené v tab. 4.9. Hladina podzemnej vody sa v týchto miestach zaznamenala 9,60 m pod úrovňou terénu.

Tab. 4.9 – Fyzikálno-mechanické vlastnosti zadávaných zemín

	γ [kNm ⁻³]	γ_{sat} [kNm ⁻³]	Φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	ν [-]	E_{def} [MPa]
Y	19,00	20,00	21,00	8,00	-	-
CL	21,00	21,50	18,00	10,00	0,40	5,00
GP	20,00	22,00	35,00	0,00	0,20	100,00

▪ Parametre pažiacich prvkov a pôsobiace zaťaženie

V oboch prípadoch návrhov sa vychádzalo zo zvislej klincovanej steny vysokej 8,60 m, stabilizovanej štyrmi radami zemných klincov a striekaným betónom hr. 0,10 m vystuženým jednou alebo dvomi oceľovými sieťami. V dôsledku umiestnenia výkopu v blízkosti objektov bolo nutné zadať do výpočtu pásové prítlačenie o veľkosti 10,00 kNm⁻² vo vzdialenosti 5 m od okraju stavebnej jamy (obr. 4.3). Rozmery zemných klincov a ich poloha sa v novom návrhu volili s cieľom dosiahnuť efektívne výsledky (tab. 4.10).



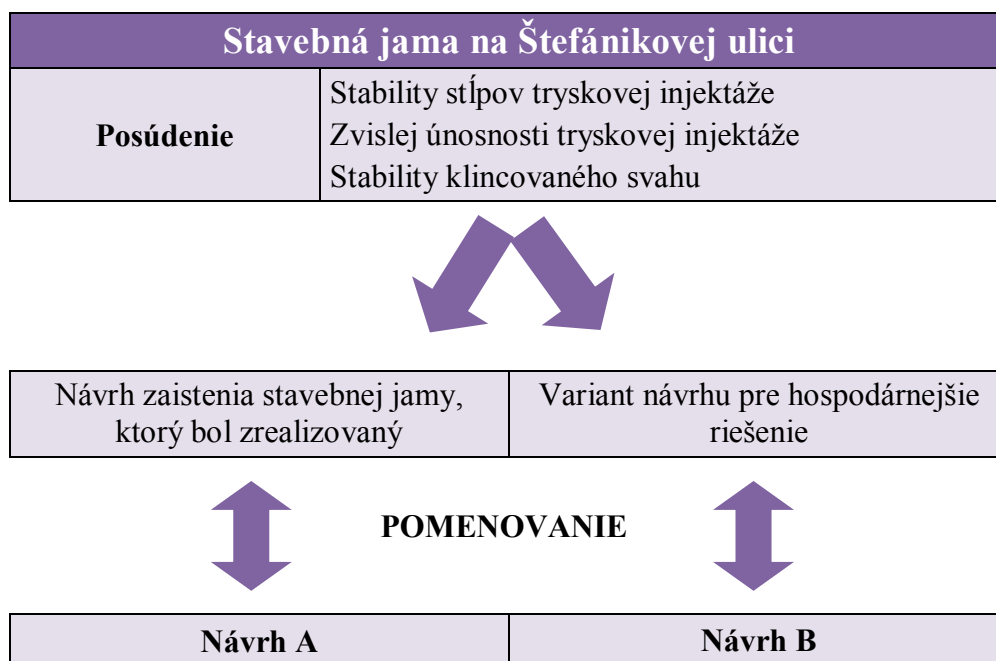
Obr. 4.3 – Zadaná geometria pažiackej konštrukcie v pôvodnom (vľavo) a novom návrhu (vpravo)

Tab. 4.10 – Zmena dĺžky a polohy pažiacich prvkov

	Hĺbka [m]		Dĺžka [m]		Osová vzdialenosť [m]	
	Pôvodný návrh	Nový návrh	Pôvodný návrh	Nový návrh	Pôvodný návrh	Nový návrh
Klinec č. 1	1,00	1,30	7,00	6,50	2,50	3,00
Klinec č. 2	3,15	3,40	6,50	6,00	2,00	3,00
Klinec č. 3	5,30	5,50	6,00	6,00	1,50	1,50
Klinec č. 4	7,45	7,60	5,50	5,50	1,50	1,50

5. Vyhodnotenie, interpretácia výsledkov, ekonomické a časové zhodnotenie, odporúčanie

Predchádzajúca kapitola sa zaoberala vstupnými údajmi, nutnými pre vypracovanie statických výpočtov návrhov stabilizovania stien výkopu na Štefánikovej ulici. Pre lepšie ozrejmienie interpretácie výsledkov je na obr. 5.1 zobrazená schéma postupu vyhodnocovania.



Obr. 5.1 – Schéma pre lepšie ozrejmienie vyhodnotenia výsledkov

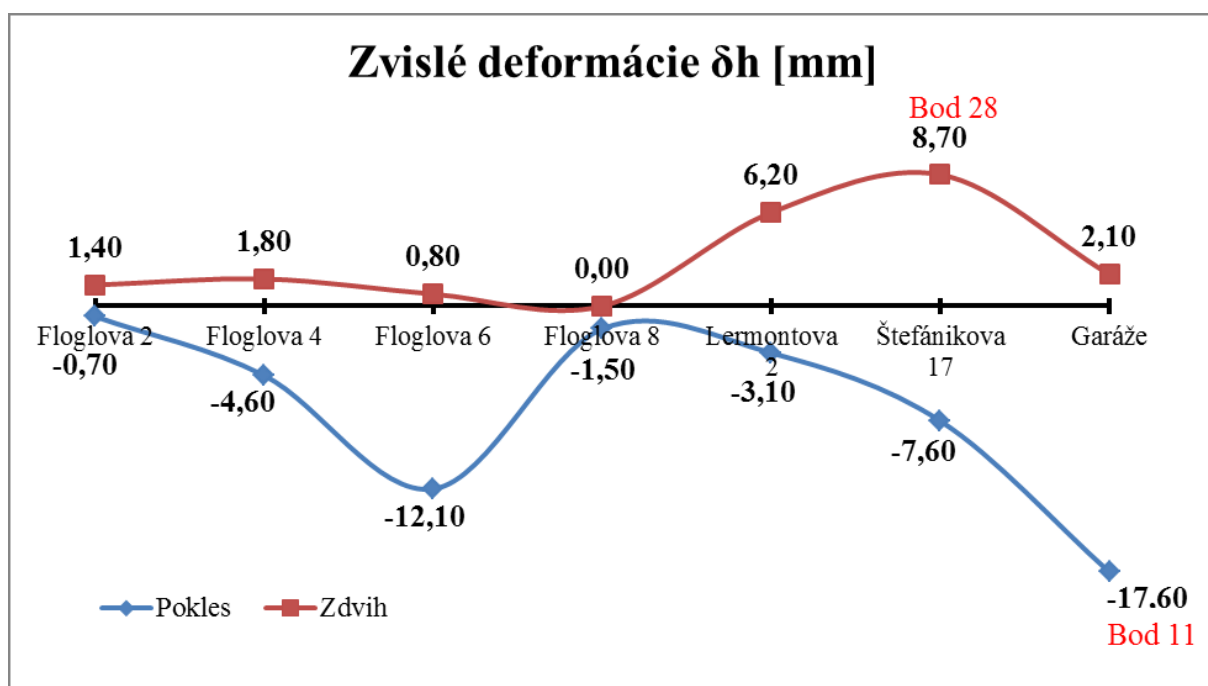
5.1 Deformácie na Štefánikovej ulici

Tab. 5.1 – Maximálne namerané pretvorenia na jednotlivých objektoch

	Pokles [mm]	Zdvih [mm]	Zúženie trhliny [mm]	Rozšírenie trhliny [mm]	Náklon od jamy [mm/m]	Náklon do jamy [mm/m]
Floglova 2	-0,70	1,40	-	-	-	-
Floglova 4	-4,60	1,80	0,000	0,380	-	-
Floglova 6	-12,10	0,80	-	-	-	-
Floglova 8	-1,50	0,00	-	-	-	-
Lermontova 3	-3,10	6,20	-0,090	0,000	-0,390	0,795
Štefánikova 17	-7,60	8,70	-0,120	0,180	0,000	0,410
Garáže	-17,60	2,10	-	-	-0,160	2,660

Merané veličiny uvedené v tab. 5.1 predstavujú maximálne kladné a záporné hodnoty deformácií, ktoré boli namerané v priebehu celého výstavbového procesu i po jeho dokončení na bodoch jednotlivých objektov a pažiach konštrukciách v okolí stavebnej jamy na Štefánikovej ulici.

Pri výstavbe nového objektu sa kládol dôraz na minimalizovanie zmien napätosti v podloží. Najväčšia zmena pôvodného stavu trhliny bola na objekte Floglova 4, kde sa zaznamenalo jej rozšírenie o 0,380 mm. Maximálny horizontálny náклон sa zaevidoval v smere do stavebnej jamy na stene stabilizovanej zemnými klincami v blízkosti objektu garáží, kde veľkosť dosiahla 2,66 mm/m. Pri výške pažiacej konštrukcie 8,60 m, to bolo pretvorenie o veľkosti necelých 2,3 cm, čím sa potvrdil dostatočný návrh systému zabezpečenia stien výkopu.



Graf. 5.1 – Zvislé pretvorenia podlažia na Štefánikovej ulici

Z grafu 5.1 je vidieť, že v dôsledku zmeny stavu napätosti sa vytvorili najväčšie lokálne poklesy na objektoch Floglova 6 a garáží, ktoré boli umiestnené západne od stavebnej jamy, kde bol svah stabilizovaný klincami. Naopak, v miestach na severe a východe od hĺbeného výkopu, kde bola použitá technológia tryskovej iniektáže sú zjavné pružné zdvihy podlažia. Najväčší pokles s veľkosťou 17,60 mm sa zaznamenal v bode 11 na budove garáží umiestnenej na kontakte so stavebnou jamou. Na základe uvedených výsledkov je možné konštatovať, že návrh i proces realizácie zaistenia stability stien výkopu na Štefánikovej ulici boli z hľadiska ovplyvnenia okolitej mestskej zástavby úspešne zvládnuté.

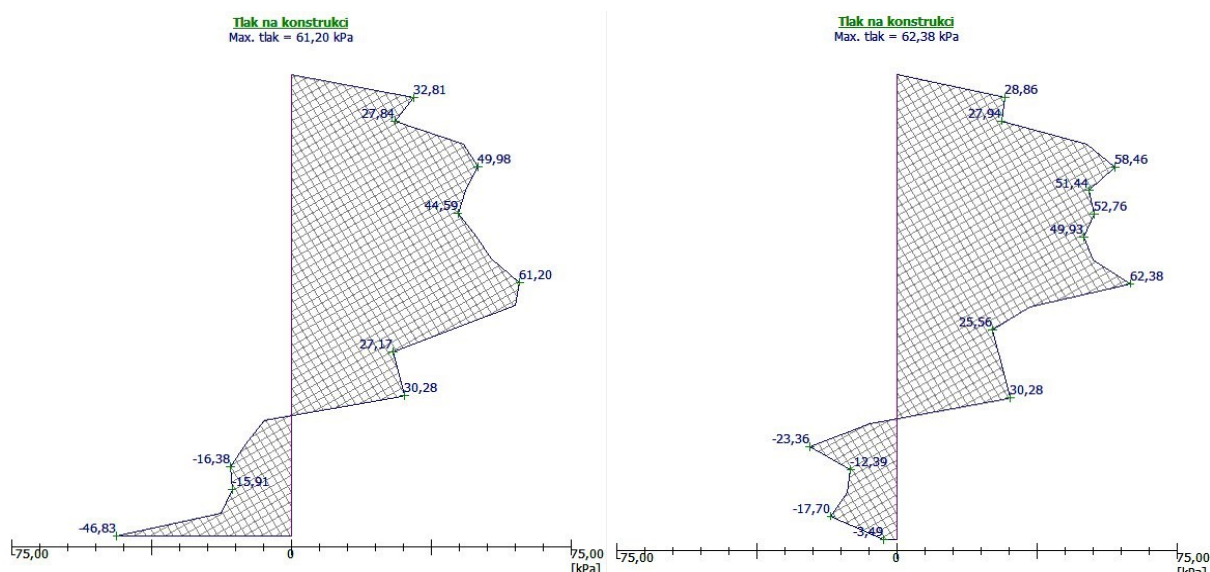
5.2 Vyhodnotenie steny z tryskovej injektáže

V rámci vyhodnotenia posúdenia oboch návrhov pažiacich konštrukcií sa vykonali výpočty zemných tlakov, vnútorných síl a deformácií (príloha č. 4 a č. 5). Použité systémy stabilizácie stien výkopu sa v návrhoch od seba odlišovali prierezovou plochou a parametrami kotevného systému (podkapitola 4.1). V tabuľke č. 5.2 sú popísané maximálne ohybové momenty, posúvajúce sily, deformácie a zemné tlaky na pažiacie konštrukcie. Záporné hodnoty pretvorenia predstavujú náklony v smere od jamy a kladné hodnoty náklony v smere do jamy.

Tab. 5.2 – Vnútorné sily pažiacich stien

	Max. ohybové momenty M [kNm/m]		Max. posúvajúce sily Q [kN/m]		Max. deformácie δ [mm]		Max. zemný tlak p [kN]	
	Návrh A	Návrh B	Návrh A	Návrh B	Návrh A	Návrh B	Návrh A	Návrh B
1	24,09	24,04	48,68	48,04	+ 0,60	+ 1,10	36,08	36,84
2A	52,95	41,71	66,29	63,95	- 0,70	- 1,00	57,67	59,29
2B	70,71	60,35	66,12	64,60	- 0,90	- 1,40	61,40	65,56
3	58,51	53,99	71,02	70,78	- 0,90	- 1,30	61,20	62,38

Novým návrhom tryskaných telies priemeru 600 mm sa zvýšili hodnoty zemného tlaku a deformácií na konštrukcii v dôsledku redukcie jej tuhosti. Výsledné zmeny tlakov však nie sú výrazne odlišné, pretože bola okrem priemeru stĺpov upravená aj ich osová vzdialenosť. So znížením rozmerov návrhu sa automaticky docielili aj menšie hodnoty vnútorných síl na pažiacich prvkoch.



Obr. 5.1 – Ukážka priebehu zemného tlaku na pažiaciej konštrukcii v schéme 3 v oboch návrhoch

5.3 Únosnosť zemných kotiev

Nakoľko program GEO5 vykonáva posúdenie vnútornej stability pažiacej konštrukcie len ako komplexného kotevného systému, bolo potrebné overiť únosnosť kotiev oboch návrhov ručným výpočtom (príloha č. 8 a č. 9). Posúdenie kotevného systému sa skladalo z materiálovej únosnosti ťahadla, pevnosti ukotvenia ťahadla v betónovom koreni a únosnosti betónového koreňa kotvy. Únosnosť betónového koreňa kotvy spoločne s pôsobiacimi silami v kotvách sú zobrazené v tabuľke 5.3, kde čísla v zátvorkách predstavujú percentuálnu využiteľnosť návrhu rozmerov betónového koreňa.

Tab. 5.3 – Únosnosť betónového koreňa kotvy proti vytrhnutiu

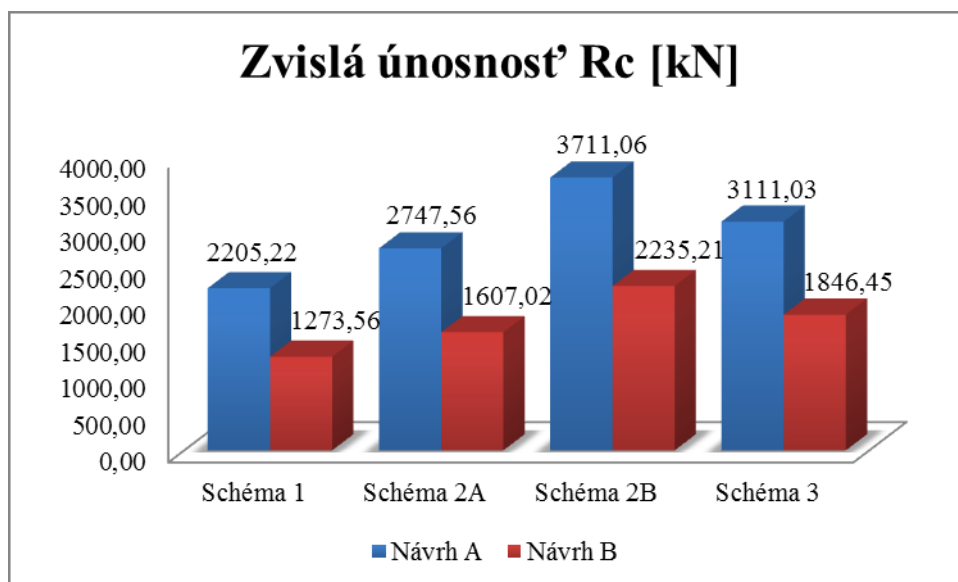
	Sila v kotve S_k [kN]				Únosnosť koreňa kotvy S_{kor} [kN]			
	1. rad		2. rad		1. rad		2. rad	
	Návrh A	Návrh B	Návrh A	Návrh B	Návrh A	Návrh B	Návrh A	Návrh B
1	300	300	-	-	336,23 (89%)	305,76 (98%)	-	-
2A	300	300	200	200	311,85 (96%)	301,69 (99%)	362,67 (55%)	201,25 (99%)
2B	300	300	300	300	311,85 (96%)	311,85 (96%)	362,67 (83%)	308,45 (97%)
3	300	300	300	300	324,06 (93%)	313,91 (96%)	433,16 (69%)	319,09 (94%)

Z uvedených hodnôt je zrejmé optimalizovanie pôvodného návrhu A z hľadiska funkčného využitia kotevného systému. Ako príklad je možné uviesť využiteľnosť návrhu kotiev v druhom rade v schéme 2A, kde sa podarilo zvýšiť hodnotu skoro o 100 % pôvodného stavu.

5.4 Zvislá únosnosť tryskovej injektáže

Keďže stĺpy z tryskovej injektáže plnili okrem funkcie paženia aj funkciu podopretia základov susedných budov, bolo ich potrebné posúdiť na zvislú únosnosť a sadnutie. Výpočet v programe GEO5 vychádza v zásade z teórie medzných stavov, kde sa preukazuje porovnanie vzdorujúcej a porušujúcej veličiny. Výpočtová únosnosť posudzovaného hĺbkového základu je daná súčtom dvoch zložiek (únosnosť v päte a na plášti pilóty).

Na grafe č. 5.2 sú zobrazené veľkosti zvislej únosnosti stĺpov tryskovej injektáže, ktoré boli počítané ako osamelé pilóty (príloha č. 6 a č.7). Hodnoty sadnutia boli vo všetkých prípadoch 0 mm, nakoľko pôsobiace sily zo základov budov, uvedené v podkapitole 4.1, boli niekoľko násobne nižšie ako sily vzdorujúce. Treba však poznamenať, že výpočet sadnutia pažiacej konštrukcie neuvažoval zmeny stavu napätosti, ktoré nastali po začatí výstavbovej činnosti v stavebnej jame.



Graf 5.2 – Zvislá únosnosť stĺpov prúdovej injektáže

Z grafu je evidentná dominancia hodnôt návrhu A, kde priemer tryskaných telies bol 800 mm. Pri návrhu B so zvoleným priemerom telies 600 mm sú hodnoty únosnosti skoro o 40% menšie. V tejto súvislosti je možné konštatovať, že zvislá únosnosť nosných konštrukcií v zemine, akou je štrk, vo veľkej miere závisí od rozmerov plochy päty, o ktorú sa opierajú.

5.5 Posúdenie klinevanej steny

Hodnotenie stability klinevanej steny vychádzalo z posúdenia jej vnútornej stability, preklopenia, posunutia a únosnosti pôdy pod stabilizovaným zemným blokom (príloha č. 2 a č. 3). V rámci vnútornej stability sa posudzovala únosnosť zemných klinev, rovná a lomená šmyková plocha. Pri statických výpočtoch návrhov A a B sa využila teória medzných stavov, kde platí podmienka, že veľkosť vzdorujúcich síl na šmykovej ploche musí byť väčšia ako veľkosť posúvajúcich síl. Na obrázku 5.2 sú zobrazené hodnoty vypočítaných únosností a síl zemných klinev v jednotlivých radoch.

Posouzení únosnosti hřebůRedukční součinitel aktivního tlaku pro posouzení únos. hřebů $k_n = 0,85$.

Hřeb	Únosnost hřebu [kN]	Síla v hřebu [kN]
1	395,84	17,55
2	257,30	88,34
3	475,01	116,58
4	466,53	141,56

Únosnost hřebů VYHOVUJE

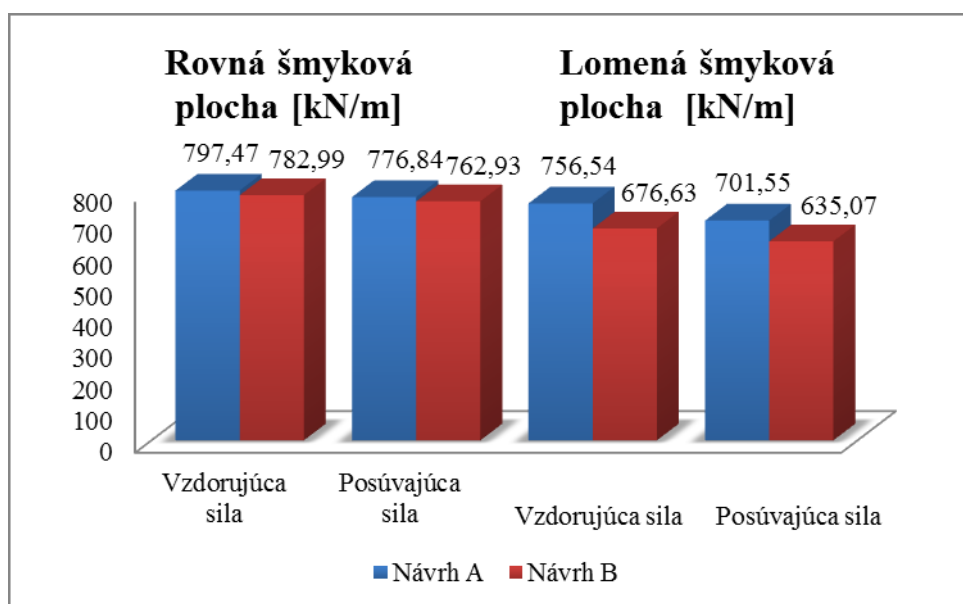
Posouzení únosnosti hřebůRedukční součinitel aktivního tlaku pro posouzení únos. hřebů $k_n = 0,85$.

Hřeb	Únosnost hřebu [kN]	Síla v hřebu [kN]
1	367,57	34,38
2	237,50	150,90
3	475,01	102,80
4	466,53	143,08

Únosnost hřebů VYHOVUJE

Obr. 5.2 – Posúdenie únosnosti zemných klinec v návrhu A a v návrhu B

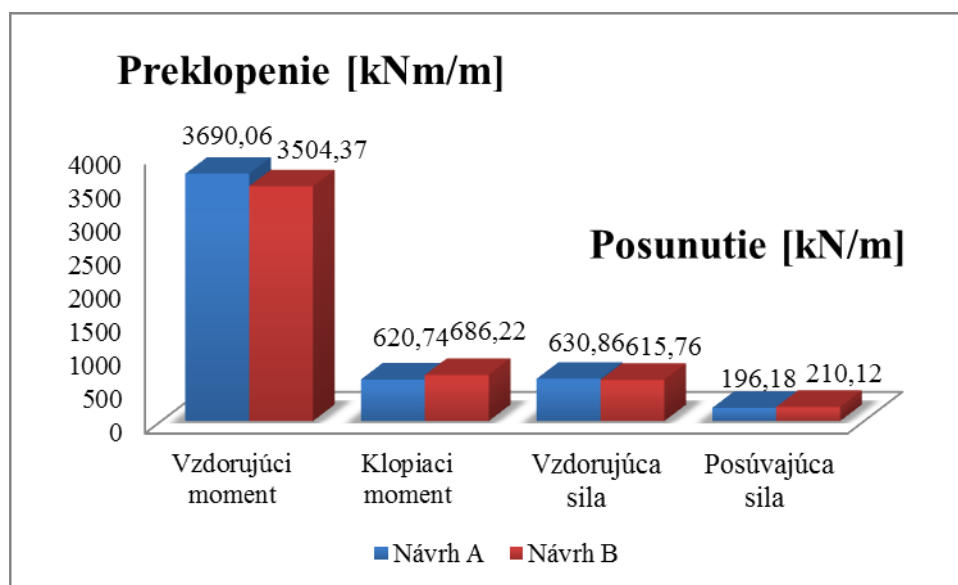
Redukovaním dĺžok zemných klinec v prvých dvoch radoch návrhu B sa znížili hodnoty únosnosti a naopak, zvýšili hodnoty pôsobiacich síl v klinecch. Najväčším obmedzením pri návrhu nových parametrov klinecovej steny bolo však určenie rovnej a lomenej šmykovej plochy vnútornej stability, ktorých výsledky sú zdokumentované na grafe 5.3.



Graf 5.3 – Rovná a lomená šmyková plocha klinecovej steny

Opäť je možné na základe grafu porovnať vplyv zmeny sklonu pôsobenia a dĺžky zemných klinec na overenie vnútornej stability steny. Aj napriek tomu, že únosnosť v klinecch sa v návrhu B znížila, vytvorením menšieho zemného bloku v dôsledku redukcie parametrov klinecovej steny sa zároveň znížila veľkosť posúvajúcej tiažovej sily, čím sa docielili výsledky porovnateľné s pôvodným návrhom.

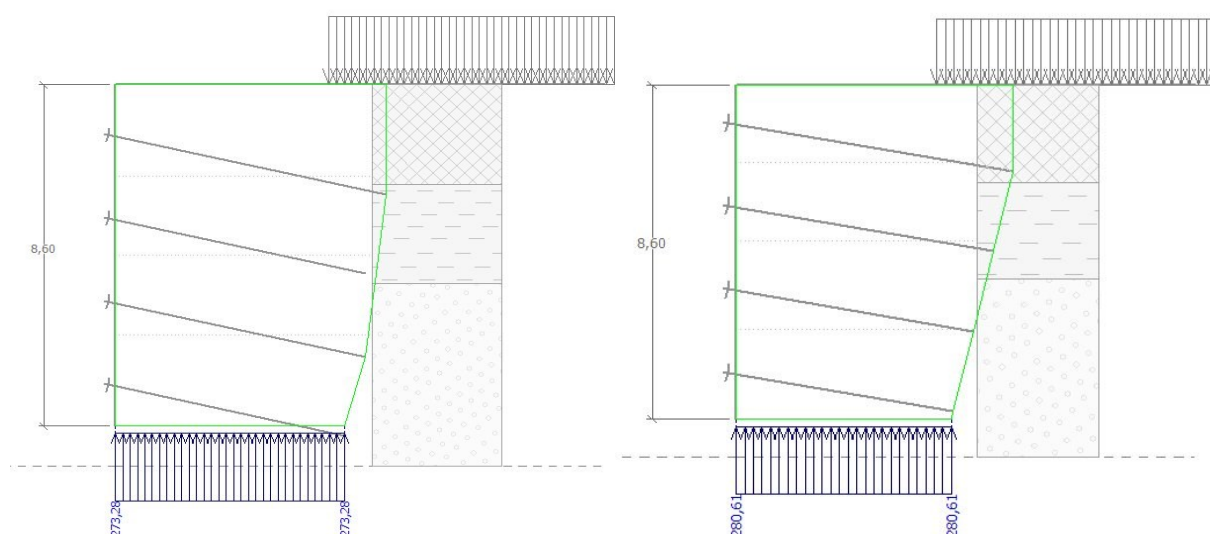
Ďalším krokom bolo posúdiť pažiacu konštrukciu z hľadiska posunutia a pootočenia. Na grafe 5.4 sú zobrazené výsledky z počítania týchto veličín.



Graf 5.4 – Posúdenie kľincovanej steny na preklopenie a posunutie

Na základe uvedených výsledkov je zrejmé zníženie hodnôt vzdorujúcich momentov a zvýšenie posúvajúcich síl, čím sa dosiahne efektívnejšie využitie návrhu. S ohľadom na veľkú rezervu bezpečnosti pri posúdení stability konštrukcie sú však tieto zmeny zanedbateľné.

Únosnosť základovej pôdy pod pažiacou stenou sa overila podľa tabuľkovej únosnosti, kde zle zrnené štrky dosahujú hodnoty 300 až 850 kPa v závislosti od šírky základu. Tak ako už bolo spomínané, v dôsledku zmenšenia dĺžky zemných kľincov sa zredukovali rozmery stabilizovaného zemného bloku, čím sa znížilo napätie v základovej škáre. Vypočítaná hodnota kontaktného napätia v návrhu A bola 280,61 kPa a v návrhu B 273,28 kPa (obr. 5.3).



Obr. 5.3 – Vypočítané kontaktné napätie v základovej škáre v návrhu A a v návrhu B

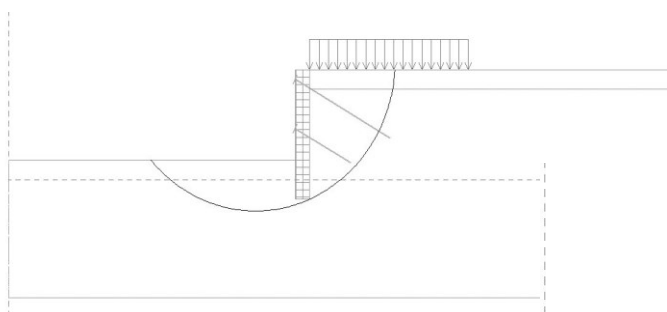
5.6 Vonkajšia stabilita dotknutej oblasti

V rámci návrhov systému zaistenia ochrany stavebnej jamy sa muselo vykonať tiež posúdenie vonkajšej stability dotknutého územia, kde sa stavebná činnosť vykonávala. V programe GEO5 sa prostredníctvom kruhovej a polygonálnej šmykovej plochy na základe metód Bishopa, Sarmy, Spencera a Janbu vypočítala percentuálna využiteľnosť zabezpečenia vonkajšej stability zapažených svahov. Výpočty sú súčasťou statických posudkov v prílohách č. 2 až č. 5. V tabuľke 5.4 sú zdokumentované spočítané výsledky podľa Bishopa a Sarmy.

Tab. 5.4 – Percentuálna využiteľnosť vonkajšej stability zapažených svahov

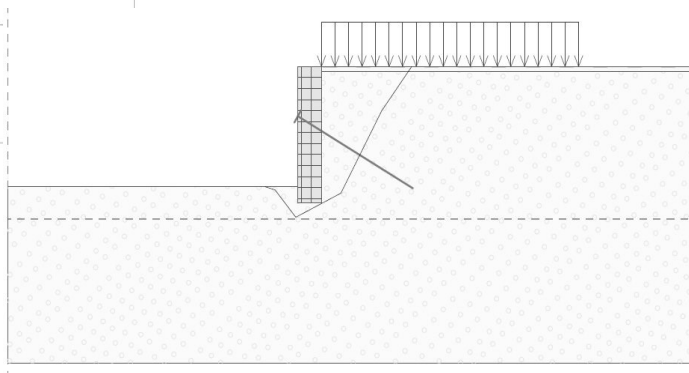
	Využitie [%]		
	Návrh	Bishop	Sarma
Klincovaná stena	A	79,6	97,4
	B	77,1	90,9
Schéma 1	A	59,3	65,5
	B	59,5	66,1
Schéma 2A	A	59,9	64,8
	B	60,4	67,5
Schéma 2B	A	71,1	79,7
	B	71,9	79,6
Schéma 3	A	59,7	65
	B	60	66,4

Pri pohľade na tabuľku 5.4 sú výsledné hodnoty využiteľnosti pažiacich konštrukcií z hľadiska vonkajšej stability v návrhu B prevažne väčšie, čím sa docielila požadovaná účinnosť riešenia a zároveň sa neprekročilo riziko destabilizácie svahov.



Obr. 5.5 – Polygonálna šmyková plocha v schéme 1 podľa Spencera

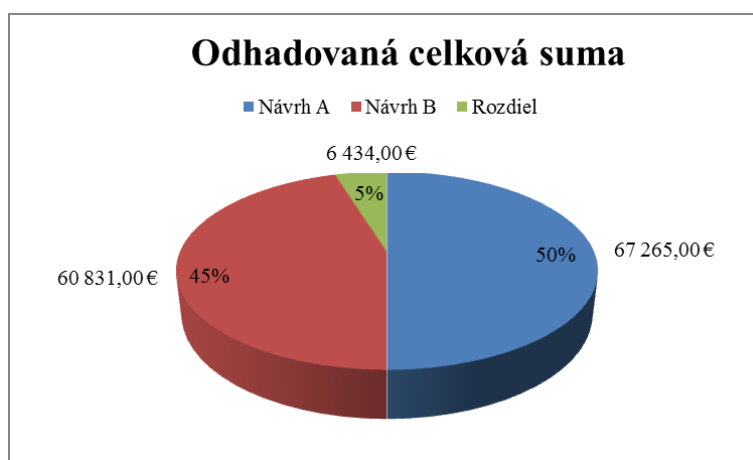
Obr. 5.4 – Kruhová šmyková plocha podľa Bishopa v schéme 2B



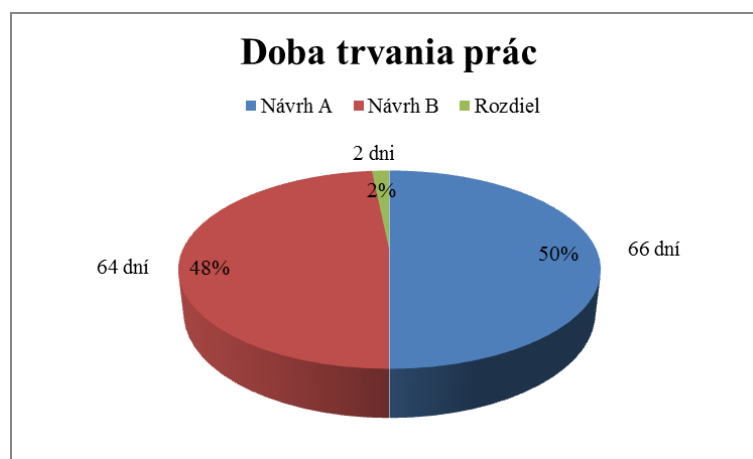
5.7 Ekonomické a časové zhodnotenie

Pre zhodnotenie oboch návrhov zaistenia ochrany stavebnej jamy na Štefánikovej ulici z finančnej stránky boli vytvorené dva položkové rozpočty (príloha č. 12 a č. 13). Pri vypracovaní sa vychádzalo z výkazov objemov pracovných operácií a použitého materiálu, ktoré sa nachádzajú v prílohách č. 10 a č. 11.

Celková doba trvania zabezpečenia stability stien výkopu oboch variantov návrhu sa určila prostredníctvom objemov jednotlivých pracovných činností, počtu a výkonnosti nasadenej mechanizácie so zohľadnením jej optimálneho pracovného výkonu (príloha č. 14 a č. 15).



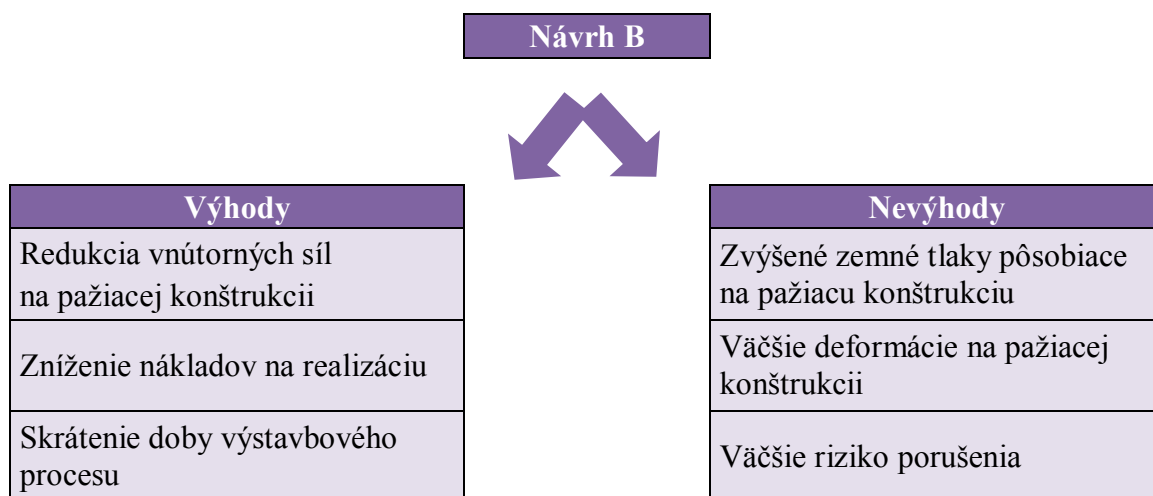
Graf 5.5 – Celkové odhadované náklady na zaistenie ochrany stavebnej jamy



Graf 5.6 – Celkový odhadovaný čas pracovných operácií

Grafy 5.5 a 5.6 znázorňujú celkovú finančnú a časovú úspornosť variantu B v porovnaní s pôvodným riešením. Pri predstave, že návrhom projektu by sa stal variant B, pracovné operácie by sa stihli teoreticky vykonať o približne 2 až 3 dni skôr a náklady na zabezpečenie ochrany stavebnej jamy by boli skoro o 10% nižšie ako náklady predošlého návrhu.

5.8 Odporúčanie



Obr. 5.6 – Schéma hlavných výhod a nevýhod nového riešenia

Na obr. 5.6 je schéma, ktorá znázorňuje hlavné výhody a nevýhody nového návrhu riešenia v porovnaní s pôvodným návrhom. Výhody spočívajú najmä v jeho zvýšenej efektívnosti využitia pažiacich prvkov, čím sa docielili nižšie finančné náklady na realizáciu a skrátenie doby trvania výstavbového procesu. Zo statického hľadiska sa síce zvýšilo riziko vzniku nechcených pretvorení na navrhnutom systéme zaistenia jamy, no zároveň sa znížili hodnoty vnútorných síl na konštrukcii. Výsledné posudzované veličiny v tomto návrhu majú v niektorých prípadoch ešte dostatočnú rezervu využitia na strane bezpečnosti. V závislosti na týchto údajoch je možné usúdiť, že návrh B sa javí ako výhodnejší.

6. Záver

Hlavným cieľom bolo zhodnotiť mieru vplyvu výstavby a prevádzky nových objektov na okolitú zástavbu na základe poskytnutých podkladov zo stavebnej jamy na Štefánikovej ulici v Bratislave. Práca sa tiež zaoberala posúdením účinnosti návrhu projektu, podľa ktorého bola zaistená ochrana stavebnej jamy. V súvislosti so zhodnotením pôvodného návrhu projektu sa vytvoril variant s cieľom preukázať nedostatky. Vyhodnotenie efektivity využitia oboch návrhov vychádzalo z porovnania ich výsledkov zo statického, ekonomického a časového aspektu.

V závislosti na zhodnutí veľkosti vplyvu nového objektu na okolité objekty, inžinierske siete a dopravné komunikácie na Štefánikovej ulici boli vytvorené grafy časového vývoja nameraných hodnôt deformácií v celkovom počte 11. Pre lepšie znázornenie vývoja zvislých deformácií v čase bola spracovaná axonometria hĺbeného výkopu s priebehom pretvorenia v najviac deformovaných bodoch.

Návrh pažiacich konštrukcií zahŕňal použitie technológie tryskovej injeckáže v miestach, kde sa podchyťovali základy susediacich budov, v ostatných miestach bola využitá technológia klincovania a striekaného betónu. Statické výpočty sa vykonali prostredníctvom programu GEO5 v moduloch „Pažení posudek“, „Piloty“ a „Hřebíkové svahy“. Na základe štyroch schém tryskovej injeckáže a jednej schémy klincovaného svahu bolo vytvorených 18 matematických modelov. Pretože výpočtový modul „Pažení posudek“ nezahŕňa vlastné posúdenie únosnosti kotevného systému bolo nutné spracovať pre všetky navrhnuté kotvy ručný výpočet. Ten obsahoval overenie materiálovej únosnosti ťahadla, pevnosti ukotvenia ťahadla v betónovom koreni a únosnosť betónového koreňa kotvy.

V rámci ekonomického a časového zhodnotenia projektu bol pre oba návrhy vypracovaný položkový rozpočet a technicko-organizačná schéma, ktoré vychádzali z vytvoreného výkazu výmer materiálu a prác potrebných na zaistenie stability stien výkopu.

Na základe interpretácie vypočítaných výsledkov sa variant návrhu projektu zaistenia ochrany stavebnej jamy vyhodnotil ako optimálnejšie riešenie. Všetky stanovené ciele požadované pri vypracovaní diplomovej práce boli týmto splnené.

7. Zoznam obrázkov

Obr. 1.1: Stavebná jama na Miczkiewiczovej ulici z pohľadu obchodnej banky [zdroj: 1]

Obr. 1.2: Stavebná jama na Štefánikovej ulici z pohľadu rekonštruovanej budovy [zdroj: 2]

Obr. 2.1: Pažená stavebná jama v mestskej prieluke historického centra

[zdroj: ZÁKLADOVÁ JAMA MIRAGE. [online], dostupné z: <http://www.asb.sk/inzinierskestavby/geotechnika/zakladova-jama-mirage-v-ziline> [cit. 2014-12-9]]

Obr. 2.2: Objavený CO kryt [zdroj:2]

Obr. 2.3: Znižovanie úrovne hladiny podzemnej vody v stavebnej jame [zdroj:1]

Obr. 2.4: Detail záporového paženia stabilizovaného kotvami s roznášacími oceľovými prahmi [zdroj:1]

Obr. 2.5: Postup prác pri zhotovení záporového paženia [zdroj:4]

Obr. 2.6: Mikrozáporové paženie s radou kotiev stužených železobetónovým vencom a s rozperným systémom [zdroj:4]

Obr. 2.7: Vibrobaranenie štetovnice do podlažia [zdroj: vlastný]

Obr. 2.8: Spojenie zámkov štetovnic typu Larsen [zdroj: vlastný]

Obr. 2.9: Pilóty podľa ich osovej vzdialenosti [zdroj:4]

Obr. 2.10: Prevrtávaná pilótová stena [zdroj:4]

Obr. 2.11: Frézovanie povrchu podzemných stien [zdroj:4]

Obr. 2.12: Stena z prefabrikovaných dielcov [zdroj:4]

Obr. 2.13: Postup zhotovenia monolitckej podzemnej steny [zdroj:4]

Obr. 2.14: Princíp zaistenia stien výkopu tryskovou injektážou so zemnými kotvami [zdroj:4]

Obr. 2.15: Postup pri vytváraní pilierov z tryskovej injektáže [zdroj:4]

Obr. 2.16: Zvislá klincovaná stena [zdroj:4]

Obr. 2.17: Uklonená klincovaná stena [zdroj:4]

Obr. 2.18: Piliere vytvorené premiešaním štrku s cementom [zdroj:6]

Obr. 2.19: Druhy kotiev podľa ich životnosti a technológie zhotovenia [zdroj:4]

Obr. 2.20: Použitie rozpier ako systému stuženia pilótových stien [zdroj:4]

Obr. 2.21: Zberná studňa s osadenou zárubnicou [zdroj:4]

Obr. 2.22: Vákuové čerpanie ihlofiltrami [zdroj:4]

Obr. 2.23: Situácia stavebnej jamy voči okolitej zástavbe na Štefánikovej ulici [zdroj: vlastný]

Obr. 3.1: Poloha monitorovaných bodov [zdroj: vlastný]

Obr. 3.2: Axonometria stavebnej jamy a časový priebeh deformácií v najviac deformovaných bodoch [zdroj: vlastný]

Obr. 4.1: Rozmiestnenie schém tryskovej injeckáže v stavebnej jame [zdroj: vlastný]

Obr. 4.2: Definícia modulu reakcie podložia [zdroj: 9]

Obr. 4.3: Zadaná geometria pažiacej konštrukcie v pôvodnom a novom návrhu [zdroj: vlastný]

Obr. 5.1: Schéma pre lepšie ozrejmienie vyhodnotenia výsledkov [zdroj: vlastný]

Obr. 5.1: Ukážka priebehu zemného tlaku na pažiacej konštrukcii v schéme 3 v oboch návrhoch [zdroj: vlastný]

Obr. 5.2: Posúdenie únosnosti zemných klinec v návrhu A a v návrhu B [zdroj: vlastný]

Obr. 5.3: Vypočítané kontaktné napätie v základovej škáre v návrhu A a v návrhu B [zdroj: vlastný]

Obr. 5.4: Kruhová šmyková plocha podľa Bishopa v schéme 2B [zdroj: vlastný]

Obr. 5.5: Polygonálna šmyková plocha v schéme 1 podľa Spencera [zdroj: vlastný]

Obr. 5.6: Schéma hlavných výhod a nevýhod nového riešenia [zdroj: vlastný]

Obr. 1: Hladina vody v okolí základu žeriavu [zdroj: 1]

Obr. 2: Dve zberné studne v blízkosti základu [zdroj: 1]

Obr. 3: Znižovanie hladiny podzemnej vody tromi zbernými studňami [zdroj: 1]

Obr. 4: Nedostatočné podchytenie budovy [zdroj: 2]

Obr. 5: Vypadnutá časť základov pod garážami [zdroj: 2]

Obr. 6: Poškodený nosný skelet susednej budovy [zdroj: 2]

8. Zoznam tabuliek

- Tab. 3.1: Nivelačné body 1 až 7 [zdroj: vlastný]
- Tab. 3.2: Nivelačné body 8 až 13 [zdroj: vlastný]
- Tab. 3.3: Nivelačné body 14 až 19 [zdroj: vlastný]
- Tab. 3.4: Nivelačné body 20 až 25 [zdroj: vlastný]
- Tab. 3.5: Nivelačné body 25 až 31 [zdroj: vlastný]
- Tab. 3.6: Deformetrické body D1 až D4 [zdroj: vlastný]
- Tab. 3.7: Náklonomerné body N1 až N4 [zdroj: vlastný]
- Tab. 4.1: Nastavenie výpočtu modulu „Pažení posudek“ [zdroj: vlastný]
- Tab. 4.2: Nastavenie výpočtu modulu „Piloty“ [zdroj: vlastný]
- Tab. 4.3: Fyzikálno-mechanické vlastnosti zadávaných zemín [zdroj: vlastný]
- Tab. 4.4: Dĺžka stĺpov tryskovej injeckáže na základe ich rozmiestnenia [zdroj: vlastný]
- Tab. 4.5: Zmena parametrov 1. kotevnej úrovne [zdroj: vlastný]
- Tab. 4.6: Zmena parametrov 2. kotevnej úrovne [zdroj: vlastný]
- Tab. 4.7: Zvislé osovú zaťaženie zo susedných objektov do pažiacich konštrukcií [zdroj: vlastný]
- Tab. 4.8: Nastavenie výpočtu modulu „Hřebikované svahy“ [zdroj: vlastný]
- Tab. 4.9: Fyzikálno-mechanické vlastnosti zadávaných zemín [zdroj: vlastný]
- Tab. 4.10: Zmena dĺžky a polohy pažiacich prvkov [zdroj: vlastný]
- Tab. 5.1: Maximálne namerané pretvorenia na jednotlivých objektoch [zdroj: vlastný]
- Tab. 5.2: Vnútorne sily pažiacich stien [zdroj: vlastný]
- Tab. 5.3: Únosnosť betónového koreňa kotvy proti vytrhnutiu [zdroj: vlastný]
- Tab. 5.4: Percentuálna využiteľnosť vonkajšej stability zapažených svahov [zdroj: vlastný]

9. Zoznam grafov

Graf 3.1: Priebeh nameraných hodnôt pretvorenia na objekte Floglova 2 [zdroj: vlastný]

Graf 3.2: Priebeh nameraných hodnôt pretvorenia na objekte Floglova 4 [zdroj: vlastný]

Graf 3.3: Priebeh nameraných hodnôt pretvorenia na objekte Floglova 6 [zdroj: vlastný]

Graf 3.4: Priebeh nameraných hodnôt pretvorenia na objekte Floglova 8 [zdroj: vlastný]

Graf 3.5: Priebeh nameraných hodnôt pretvorenia na objekte Lermontova 2 [zdroj: vlastný]

Graf 3.6: Priebeh nameraných hodnôt pretvorenia na objektoch Štefánikova 17

[zdroj: vlastný]

Graf 3.7: Časový priebeh nameraných hodnôt pretvorenia na objekte Garáží [zdroj: vlastný]

Graf 3.8: Časový priebeh nameraných širok trhlín na monitorovaných objektoch

[zdroj: vlastný]

Graf 3.9: Časový priebeh nameraných teplôt počas kontrolných dní [zdroj: vlastný]

Graf 3.10: Časový priebeh nameraných uhlov náklonov na pažiach konštrukciách

[zdroj: vlastný]

Graf 3.11: Časový priebeh nameraných teplôt počas kontrolných dní [zdroj: vlastný]

Graf. 5.1: Zvislé pretvorenia podložia na Štefánikovej ulici [zdroj: vlastný]

Graf 5.2: Zvislá únosnosť stĺpov prúdovej injeckáže [zdroj: vlastný]

Graf 5.3: Rovná a lomená šmyková plocha klincovanej steny [zdroj: vlastný]

Graf 5.4: Posúdenie klincovanej steny na preklopenie a posunutie [zdroj: vlastný]

Graf 5.5: Celkové odhadované náklady na zaistenie ochrany stavebnej jamy [zdroj: vlastný]

Graf 5.6: Celkový odhadovaný čas pracovných operácií [zdroj: vlastný]

10. Zoznam použitej a súvisiacej literatúry

- [1] HULLA, J., TAKÁČOVÁ, M., *Stavebná jama pre business centrum Miczkiewiczova*, správa z dohľadu. Bratislava, 2012
- [2] HULLA, J., *Stavebná jama pre business centrum Štefánikova*, súbor správ z dohľadu, Bratislava, 2012
- [3] MODERNÉ ZAKLADANIE V PRIELUKÁCH. [online], dostupné z: <http://www.asb.sk/inzinierske-stavby/geotechnika/moderne-zakladanie-vprielukach> [cit. 2014-15-9]
- [4] TECHNOLÓGIA. [online], dostupné z: <http://www.zakladani.cz/cz/technologie>, [cit. 2014-14-10]
- [5] HULLA, J., TURČEK, P.: *Zakladanie stavieb*. Bratislava: Jaga group, 2004. 359 s
- [6] MIXED IN PLACE. [online], dostupné z: <http://www.asb.sk/inzinierske-stavby/geotechnika/vyuzitie-technologie-mixed-in-place-vzakladani-stavieb> [cit. 2014-16-9]
- [7] METÓDY MERANIA. [online], dostupné z: <http://geoexperts.sk/index.php/sk/metody-merania.html> [cit. 2014-5-11]
- [8] SPAI, s.r.o., *Ochrana stavebnej jamy administratívnej budovy Štefánikova*, dokumentácia pre realizáciu stavby, Bratislava, 2012
- [9] FINE.: *Manuál softwaru GEO5*. [online], dostupné z: <http://www.fine.cz/manualy/>, [cit. 2014-20-11]

11. Zoznam príloh

Príloha č. 1 : Fotodokumentácia

Príloha č. 2 : Statický výpočet klincovanej steny – Návrh A

Príloha č. 3 : Statický výpočet klincovanej steny – Návrh B

Príloha č. 4 : Statický výpočet TI schém 1, 2A, 2B, 3 – Návrh A

Príloha č. 5 : Statický výpočet TI schém 1, 2A, 2B, 3 – Návrh B

Príloha č. 6 : Únosnosť TI pod základmi schém 1, 2A, 2B, 3 - Návrh A

Príloha č. 7 : Únosnosť TI pod základmi schém 1, 2A, 2B, 3 - Návrh B

Príloha č. 8 : Posúdenie dĺžky koreňov kotiev schém 1, 2A, 2B, 3 - Návrh A

Príloha č. 9 : Posúdenie dĺžky koreňov kotiev schém 1, 2A, 2B, 3 - Návrh B

Príloha č. 10 : Výkaz materiálu na zaistenie ochrany stavebnej jamy - Návrh A

Príloha č. 11 : Výkaz materiálu na zaistenie ochrany stavebnej jamy - Návrh B

Príloha č. 12 : Položkový rozpočet zaistenia ochrany stavebnej jamy – Návrh A

Príloha č. 13 : Položkový rozpočet zaistenia ochrany stavebnej jamy – Návrh B

Príloha č. 14 : Technicko-organizačná schéma - Návrh A

Príloha č. 15 : Technicko-organizačná schéma - Návrh B